

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

No 7.

Die Herstellung von Emscherbrunnen in Eisenbeton.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der „HUTA“ Hoch- und Tiefbau-A.-G. in Breslau.

Hierzu die Abbildungen S. 44 und 45.



In den letzten Jahren sind Abwasserreinigungs-Anlagen in verschiedenen Städten des deutschen Ostens von der „HUTA“, Hoch- und Tiefbau-A.-G. in Breslau ausgeführt und größere Emscherbrunnen aus Eisenbeton hergestellt worden, deren Durchbildung die Lösung eigenartiger statischer und konstruktiver Aufgaben erforderte. Da in den Zeitschriften, die sich mit dem Eisenbetonbau befassen, keine Angaben über die Ausgestaltung und die Querschnittsbemessung dieser Brunnen zu finden sind, so dürfte die Beschreibung neuerer Anlagen den Fachgenossen einiges Interesse bieten.

Die Kläranlage der Gemeinde Hindenburg in Oberschlesien erscheint in dieser Hinsicht besonders beachtenswert. Sie ist in den Jahren 1915/16 nach dem Entwurf von Hrn. Ziv.-Ing. Rosenquist, Breslau, erbaut worden und verdient infolge ihrer mustergültigen Einrichtungen eine eingehende Darstellung.

Die Gemeinde Hindenburg zählt z. Z. 67 000 Einwohner. Die Kläranlage ist für eine Einwohnerzahl von 70 000 Menschen und eine tägliche Abwassermenge von 7 000 cbm bemessen und soll später auf eine doppelte Leistung erweitert werden. Die Kanalisation wird nach dem Trennsystem durchgeführt. Aus hier nicht näher zu erörternden Gründen ist zunächst nur die eine Hälfte der Anlage für eine tägliche Abwassermenge von 3500 cbm fertiggestellt und in Betrieb genommen worden. Sie besteht aus: dem Sandfang, den Emscherbrunnen, den Tropfkörpern, den Nachklär-Teichen und den Schlamm-Trockenplätzen. Eine allgemeine Uebersicht über die wichtigsten Teile der Anlage ist in der Abbildung 1 a—c a. f. S. sowie in den Abbildungen 2 und 3 gegeben (von denen Abb. 3 in No. 8 nachfolgt).

Der Sandfang umfaßt 2 flache, schmale Becken, deren Sohlen mit einem Sandfilter versehen sind. Um das Abfließen des über dem Filter stehenden Wassers beim Reinigen einer Kammer zu ermöglichen, hat der Filter eine Rohrleitung mit einem Absperrschieber erhalten, durch den das nach Oeffnung des Schiebers absickernde Wasser nach den Schlamm-Trockenplätzen gelangen kann. Ist das Wasser abgesickert, so lassen



Abbildung 2. Kläranlage in Hindenburg. Vorn Einlauf mit Rechen und Sandfang, hinten die Emscherbrunnen.

sich die über dem Sandfilter abgelagerten Sinkstoffe leicht von Hand herausschauflern. Hierauf wird der Ablaufschieber des Sandfilters geschlossen und die gereinigte Kammer wieder in Betrieb genommen.

Die Reinigung der beiden Kammern wird wechselseitig durchgeführt. Die Sinkstoffe werden in Karren geworfen und auf Gleisen nach den Schlamm-Trockenplätzen abgefahren.

Die Geschwindigkeit des Wassers soll im Sandfang möglichst nicht unter $0,2 \text{ m/Sek.}$ herabgehen, da sonst der feinere Schlamm, der in den Klärbrunnen ausfallen soll, zum Teil bereits im Sandfang zurückgehalten werden würde. Durch den Einbau von Holzwänden, die verstellt werden können, läßt sich der Querschnitt jeder Kammer auf das jeweils erforderliche Maß einengen.

Zwecks Zurückhaltung von Sperrstoffen ist vor dem Sandfang ein eiserner Rechen, dessen Stäbe in 10 cm Entfernung angeordnet sind, vorgeschaltet. Es sollen hierbei nur ganz grobe Sperrstoffe, die zur Verstopfung der Schlammlleitungen in den Klärbrunnen führen könnten, zurückgehalten und von Hand entfernt werden, während die übrigen Schwebestoffe im Sandfang und in den Klärbrunnen zur Ausscheidung gelangen.

Das von den schweren Sinkstoffen befreite Wasser fließt durch die Zulauftrinnen in die Klärbrunnen. Letztere sind als „Emscherbrunnen“ nach der Bauart von Dr.-Ing. Imhoff ausgebildet und vereinigen die Vorteile des Faulverfahrens für die Schlammbehandlung mit dem wichtigen Vorteil der Frischerhaltung des Abwassers in Klärbecken.

Es sind zunächst 2 Absitzanlagen mit je 2 Brunnen gebaut. Jede Absitzanlage besteht aus 2 gekuppelten Klärbecken von je $2,5 \text{ m}$ Breite und 15 m Länge, deren Böden trichterartig abgeschrägt sind. Bei einem Gesamtfassungsraum von 500 cbm für die beiden Absitzanlagen und einer stündlichen Abwassermenge von 250 cbm braucht das Wasser 2 Stunden, um die Anlage zu durchfließen. Hierbei lagert sich der Schlamm auf dem Boden der Absitzrinne und rutscht durch die unter den Absitztrinnen angeordneten Schlitzlöcher in die Schlamm-Faulräume und fault dort aus.

Durch Umschalten von Schiebern kann dem Abwasserstrom eine umgekehrte Richtung gegeben werden, wodurch der erste schwere Schlamm in die hintersten Brunnen gelangt und ein Vermischen des Schwer-schlammes mit dem Feinschlamm erzielt wird.

Die kreisförmigen Brunnen weisen einen Durchmesser von 8 m und eine Tiefe von 12 m auf. Je 2 Brunnen werden in ihrem oberen Teil zu einem ovalen Becken vereinigt, dessen Wandungen parallel den Absitztrinnen verlaufen. Durch diese Verlängerung der Klärbrunnen werden die Oberfläche der Schlamm-Faulräume vergrößert und es wird dadurch ein größerer Raum für den Schwimmschlamm gewonnen.

Die Schlamm-Faulräume sind unter der Voraussetzung bemessen, daß das Mittel des frischen und ausgefaulten Schlammes $0,31$ für den Kopf und Tag betragen und der Schlamm 120 Tage zum Ausfaulen gebrauchen soll. Ihr Nutzinhalt beträgt 1270 cbm .

Der Schlamm wird mit einem Wasserüberdruck von $1,5 \text{ m}$ durch die Abflußleitung nach der zwischen den Becken angeordneten Rinne und sodann auf die Schlamm-Trockenplätze abgelassen. Da er nur noch etwa 80 v. H. Wasser enthält, so tritt er als leichtbewegliche, dickflüssige Masse auf. Seine Beweglichkeit wird durch die Zersetzungsgase, welche unter dem großen Wasserdruck in den Klärbrunnen im Schlamm festgehalten werden, erleichtert, die Gase, welche aus dem Schlammraum aufsteigen und sich unter der auf die Wände der Absitztrinnen lagernden, hölzernen Decke sammeln, nehmen den Schlamm mit, der allmählich eine Schlammdecke bildet. Hat letztere ihr Gas verloren, so wird der Schlamm wieder schwerer als Wasser und sinkt unter. Das Auf- und Absteigen des Schlammes wiederholt sich fortwährend. Zeigt sich, daß die Schlammdecke eine gewisse Stärke erreicht hat und kein Gas mehr durchläßt, so wird sie von Hand zerstört.

Auf den drainierten Schlamm-Trockenplätzen verliert der Schlamm $20-25 \text{ v. H.}$ seines Wassergehaltes. Das geklärte Abwasser fließt zur weiteren Reinigung in einer offenen Eisenbetonrinne nach den Tropfkörpern und gelangt schließlich durch Tonrohrkanäle in die Nachklär-Teiche, in denen die aus den Tropfkörpern mitgerissenen festen Stoffe durch Niedersinken ausscheiden.

Der Schlamm aus den Nachklär-Teichen wird mittels einer kleinen Maschinenanlage gleichfalls nach den an den Klärbrunnen befindlichen Schlamm-Trockenplätzen befördert. Letztere bedecken gegenwärtig eine Oberfläche von 900 qm und sollen später auf 1800 qm ausgebaut werden. Auf rd. 40 Einwohner soll 1 qm Trockenplatz entfallen.

Nach der Austrocknung wird der Schlamm an die Landwirtschaft abgegeben.

Für den Eisenbeton-Ingenieur ist vor allem die konstruktive Durchbildung der Klärbrunnen beachtenswert. Ihre Einzelheiten sind in den Abb. 4-6, S. 45 u. 46 dargestellt. Die 4 kreisförmigen Brunnen des Unterbaues haben bei einem Durchmesser von 8 m eine Höhe von $7,75 \text{ m}$ erhalten. Die Stärke der Brunnenwandungen wächst von 20 auf 30 cm , und ganz entsprechend ist die Ringbewehrung von 8 Rundeisen mit 16 mm Stärke am Kopf für den steigenden Brunnen auf 14 Rundeisen von 18 mm Durchmesser im untersten Abschnitt verstärkt. Außerdem sind die Wandungen mit einer beiderseitigen lotrechten Bewehrung versehen.

Ebenso ist die Sohle oben und unten in radialer und tangentialer Richtung bewehrt. Der Oberbau der Kläranlage wird durch zwei ovale Becken, welche sich auf je zwei Brunnen des Unterbaues stützen und mit letzterem durch einen zahnförmigen Einschnitt verbunden sind, gebildet. Die große Länge dieser Becken und der erhebliche Wasserdruck, dem sie standhalten müssen, bedingte eine besonders kräftige Ausbildung ihrer Wandungen.

Zu ihrer Aussteifung ist in der Mitte der Längswände ein starker Querrahmen angeordnet, dessen oberer Riegel zur Unterstützung des Bedienungsteges dient, während der untere in Gestalt eines dreieckförmigen Sattelbalkens die zwischen den oberen Rand der unteren Brunnen und die Beckenwandungen gespannten Trichterflächen aufnimmt. Um eine möglichst wirksame Entlastung der Wandungen des Oberbaues zu erzielen, sind die Pfosten des Aussteifungsrahmens durch kräftige Eckverbindungen an die Riegel angeschlossen.

Die Längswände des Beckens haben nicht allein in der wagrechten, sondern auch in der lotrechten Ebene erhebliche Biegemomente aufzunehmen. Da sie erst in der Mitte der unteren Brunnen ihre Auflager finden, so müssen sie auf eine Spannweite von $10,8 \text{ m}$ außer ihrer Eigenlast das Gewicht der an die Beckenwände verankerten Umlaufrinne, sowie die beträchtliche Auflast des Querrahmens und der benachbarten Trichterflächen tragen. Die hierdurch erforderliche starke Bewehrung des länglichen Teiles der Becken wird in ihren Einzelheiten im Schnitt c-d in der Abbildung 4b veranschaulicht.

Die zwischen den Becken angeordnete Schlamm-Ablaßrinne trägt mit ihren Laufplatten gleichfalls zur Aussteifung der Becken bei. An den Außenseiten sind außerdem unterhalb der ausgekragten Umlaufrinne hohe Konsolen angeordnet, welche die ganze Höhe des Beckens fassen und eine günstigere Verteilung der lotrechten Biegunsspannungen ermöglichen.

Ueber die Ausbildung der Wände und der Böden der Absitztrinnen gibt der Schnitt a-b in Abbildung 4a Aufschluß.

Wenn trotz der bedeutenden Kräfte, welche auf das Tragwerk einwirken, verhältnismäßig dünnwandige Querschnitte gewählt werden konnten, so ist dies nicht zumindest auf die sorgfältige Berechnung, die für jedes Glied angestellt worden ist, zurückzuführen.

Bei den ringförmigen Brunnen wurde der volle Wasserdruck ohne Rücksicht auf die entlastende Wirkung des Erddruckes in Rechnung gestellt. Die Eisen-Abmessungen wurden hierbei derart gewählt, daß sie

ohne Mitwirkung des Betons den vollen Zug aufnehmen können. Bei einer Mitwirkung des letzteren beträgt die größte Betonzugspannung 12 kg/qcm. Durch die Vernachlässigung des nicht unbedeutenden Erddruckes wird ein Sicherheitsüberschuß für die Aufnahme etwaiger

geklemmte kreisförmige Platte berechnet und entsprechend bewehrt (Abbildung 5). Um den Schub des Kegelbodens auf die Brunnenwandung zu verteilen und die Ringbewehrung des letzteren möglichst wirksam zur Aufnahme der Zugspannungen heranzuziehen, ist die lotrechte Be-

wehrung des Brunnens beim Sohlen-Anschluß verstärkt. (Vergleiche Querschnitt durch den unteren Brunnenenteil, Abb. 6.) Die wagrechten Schnitte durch die oberen Becken

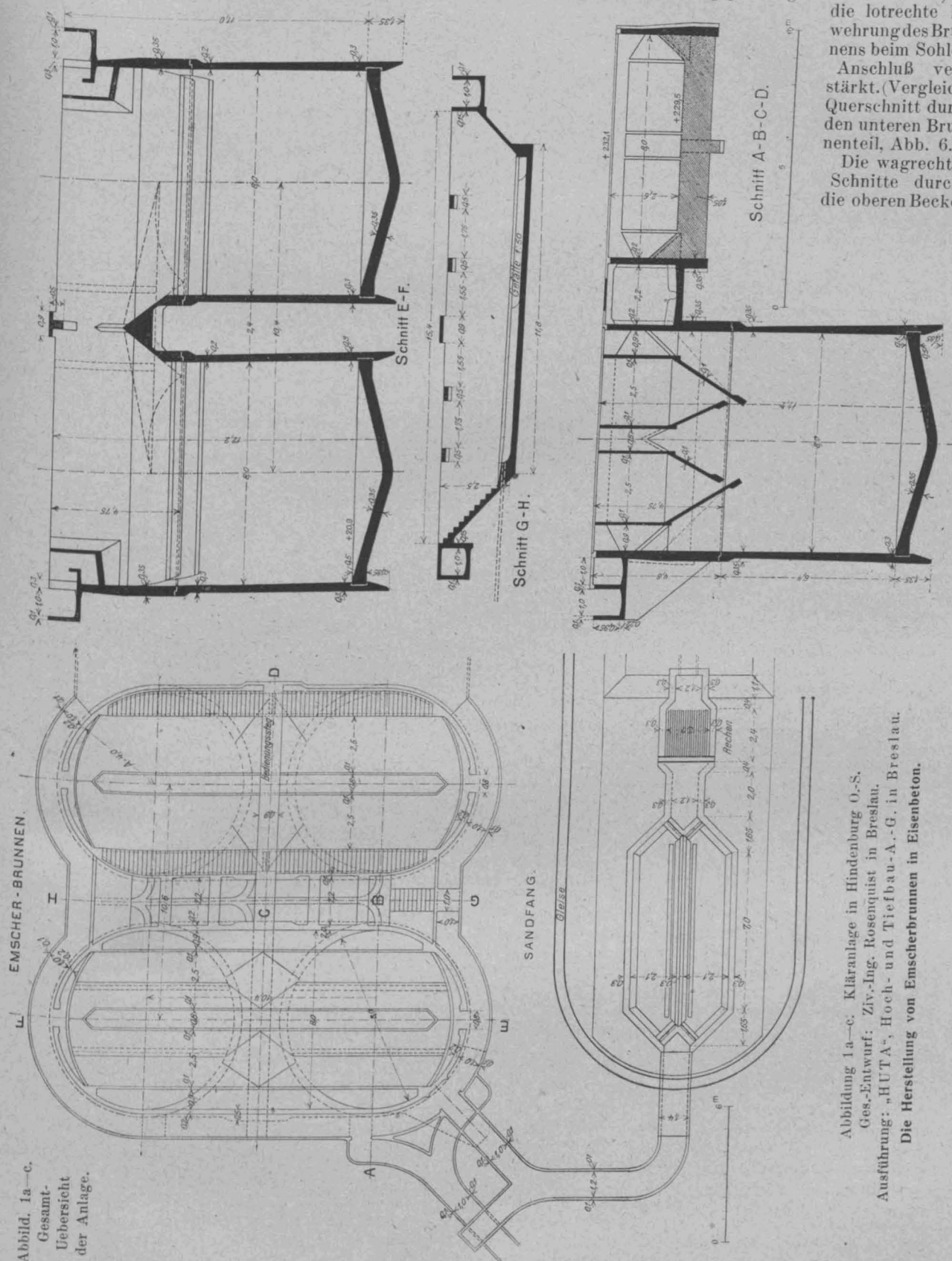


Abbildung 1a-c. Kläranlage in Hinderburg O.S.
Ges.-Entwurf: Ziv.-Ing. Rosenquist in Breslau.
Ausführung: „HUTA“, Hoch- und Tiefbau-A.-G. in Breslau.
Die Herstellung von Emscherbrunnen in Eisenbeton.

Biegungsspannungen, die bei einseitigem Ueberdruck entstehen könnten, gewonnen.

Die Sohle wird am ungünstigsten durch den äußeren Auftrieb bei leerem Behälter beansprucht. Da sie hierbei infolge ihrer im Vergleich zum Halbmesser beträchtlichen Stärke nicht allein Oberflächen-, sondern auch Biegungsspannungen erleidet, so wurde sie sowohl als Kegelboden, wie auch als am Rande teilweise ein-

(Abbildung 4c) wurden als geschlossene, längliche Ringe, welche in der Mitte der Längsseiten durch ein Zugband verbunden sind, behandelt und weisen infolge der symmetrischen Gestalt und der symmetrischen Belastung nur eine zweifache statische Unbestimmtheit auf. Ebenso sind die zur Aussteifung der Becken dienenden geschlossenen Querrahmen als solche berechnet worden.

(Schluß folgt.)

Berechnung des Rahmenbinders der Markthalle Mühlhausen.

Von Ingenieur A. Straßner in Frankfurt a. Main. (Schluß.)

a. Berücksichtigung des Eigengewichts (Abb. 7 S. 47).

Die Belastung besteht aus den durch die Nebenträger übertragenen Einzellasten. Darin ist auch das Eigengewicht des Rahmens einbegriffen. Die kleineren Einzellasten, an den Stellen wo keine Nebenträger vorhanden sind, sind ausschließlich aus dem Rahmengewicht berechnet.

Die Festlinienabschnitte werden, nachdem die Momente beim frei aufgelagerten Fall bekannt sind, durch die Bie-

$$6,6 \cdot 3,20 = 21,1 \text{ mt.}$$
$$6,9 \cdot 5,00 = 34,5 \text{ „ „}$$
$$2,5 \cdot 5,40 = 13,5 \text{ „}$$
$$2,5 \cdot 4,80 = 12,0$$
$$6,9 \cdot 3,60 = 24,8 \text{ m}$$
$$6,6 \cdot 1,85 = \underline{12,2 \text{ „}},$$

$$\Sigma Pc_a = 118,1 \text{ mt},$$

Nunmehr sind die Momente im Hauptsystem (Abbildung 7d) zu ermitteln.

Mittelöffnung

$$S_a = S_b = -\frac{2,56}{14,0} \cdot 118,1 = -21,6 \text{ ml.}$$

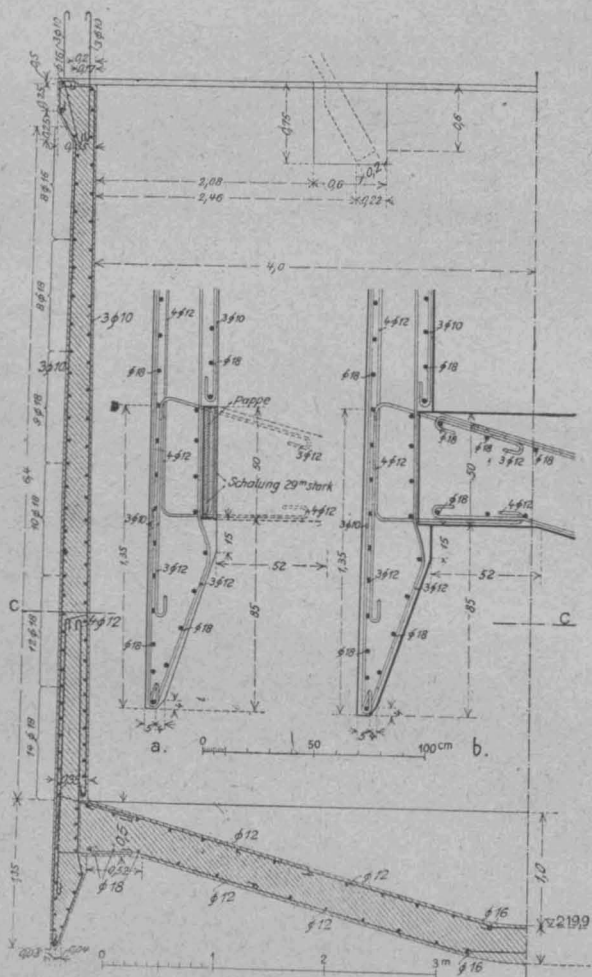


Abbildung 6. Querschnitt des unteren Brunnenteils

a) während der Versenkung, b) nach der Herstellung des
Brunnenbodens.

Einzelheiten der Klärbrunnen in Hindenburg.
Die Herstellung von Emscherbrunnen in Eisenbeton.

gungslinien aus Abbildung 5 (in No. 6) bestimmt. Es ist für eine Reihe Einzellasten

$$S_a = -\frac{a}{l} \cdot \sum P c_a, \quad S_b = -\frac{b}{l} \cdot \sum P c_b.$$

c_a und c_b sind durch die Auflager-Lotrechten und die Tangenten an die Biegungslinien eingeschlossen und durch die Schnittpunkte der Biegungslinien in der Wirkungsgeraden der Last bestimmt.

Endöffnung

7,4 · 2,90 = 21,5 mt,	7,4 · 2,40 = 17,8 mt,
7,4 · 3,90 = 28,9 "	7,4 · 3,90 = 28,9 "
6,6 · 3,50 = 23,1 "	6,6 · 4,90 = 32,3 "
1,7 · 2,65 = 4,5 "	1,7 · 4,40 = 7,5 "
2,3 · 1,40 = 3,2 "	2,3 · 2,75 = 6,3 "
$\Sigma Pc_a = 81,2$ mt,	$\Sigma Pc_b = 92,8$ mt,

$$S_a = -\frac{1,88}{11,5} \cdot 81,2 = -13,3 \text{ mt}, \quad S_b = -\frac{2,48}{11,5} \cdot 92,8 = -20,0 \text{ mt}.$$

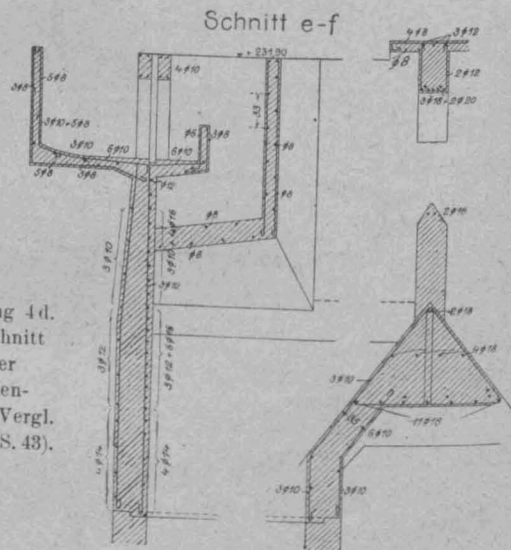


Abbildung 4d.
Längsschnitt
in der
Brunnen-
Achse. (Vergl.
Abb. 1 a S. 43).

Schnitt c-c und Draufsicht
auf den Boden.

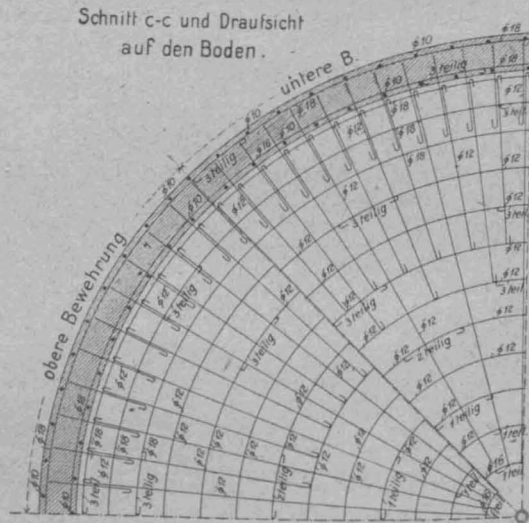


Abbildung 5. Bewehrung des Brunnenbodens.

Die Unbekannte X ergibt sich für Eigengewicht (lotrechte Belastung) aus $\Sigma P\lambda$

$$X = \frac{\sum P\delta_h}{\delta_l}$$

Die Einsenkungen δ_A beim Zustand $X = -1$ können im Längenmaßstab gemessen werden, falls man auch δ_B die Verschiebung der Stützenfüße bei demselben Zustand zu $2 \cdot 20,0 = 40,0$ m annimmt (Abbildung 6b in No. 6). Nach Abbildung 7b erhält man

Endöffnung	{	7,4 · 3,2 = 23,7 mt,
		7,4 · 2,7 = 20,0 "
		6,6 · 0,7 = 4,6 "
		1,7 · (-0,7) = -1,2 "
Mittelöffnung (linke Hälfte)	{	2,3 · (-1,0) = -2,3 "
		6,6 · 2,8 = 18,5 "
		6,9 · 4,7 = 32,4 "
		2,5 · 5,7 = 14,3 "
		$\frac{1}{2} \cdot \Sigma P\delta_k = 110,0 \text{ mt.}$

$$X = \frac{2 \cdot 110,0}{40,0} = 5,50 \text{ t.}$$

Endgültiges Schnittmoment $M = M' - 5,50 \cdot u$.

Um die Stützlinie einzutragen, berechnet man hiernach das Moment am Kopf der Endstützen und über den Pendelstützen

$$y = \frac{-24,5}{5,50} = -4,45 \text{ m}, \quad y = \frac{-27,6}{5,50} = -5,02 \text{ m}.$$

Die von der Stützlinie und der Rahmenachse eingeschlossene Fläche kann als Momentenfläche aufgefaßt

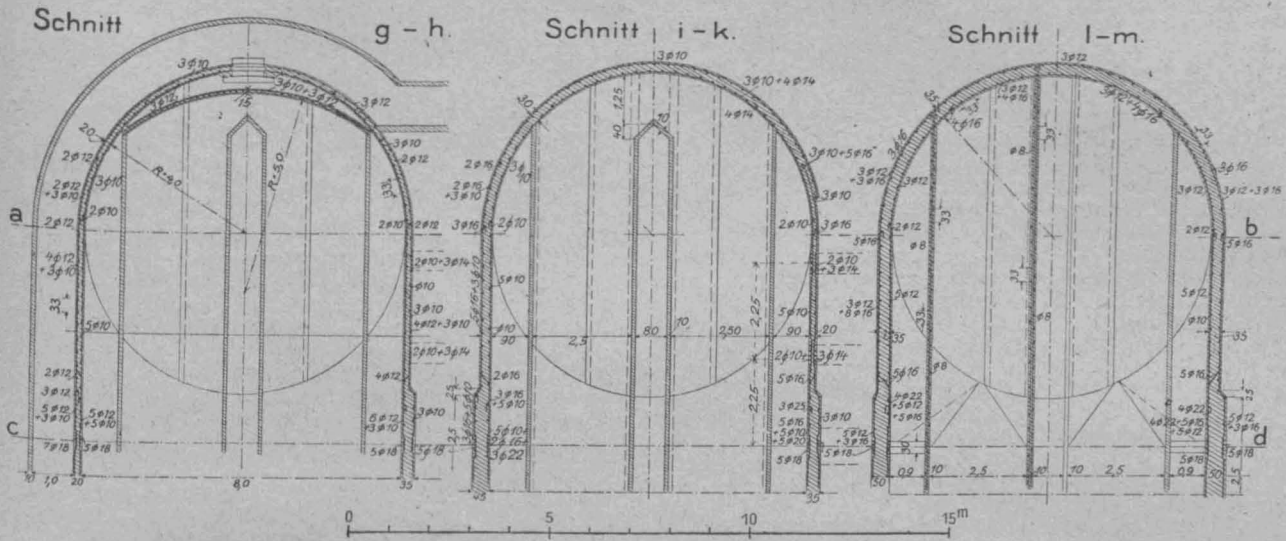
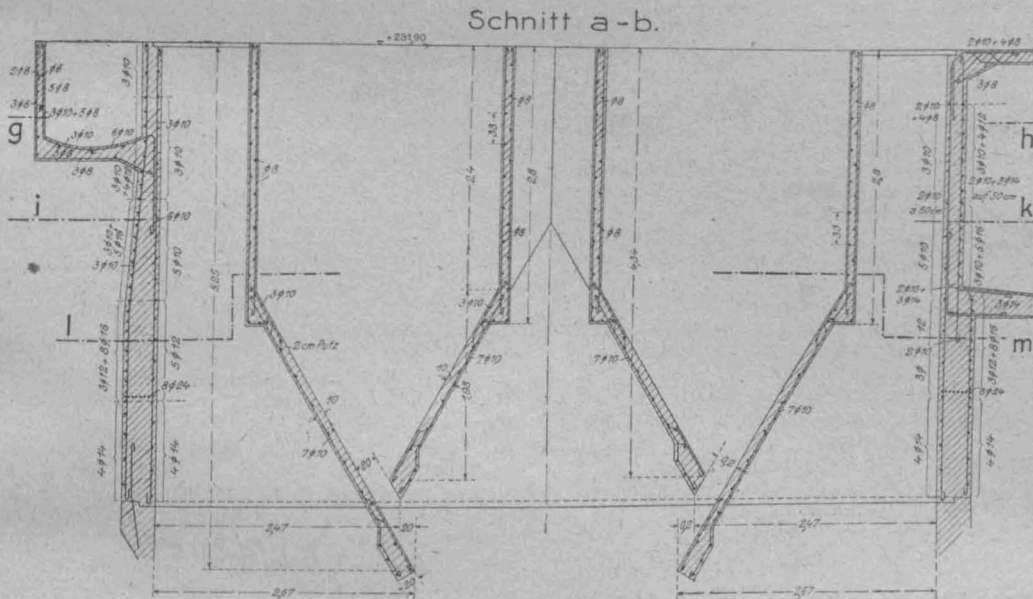


Abbildung 4c. Wagrechte Schnitte in verschiedenen Höhenlagen durch den Brunnen.



Schnitt c-d.

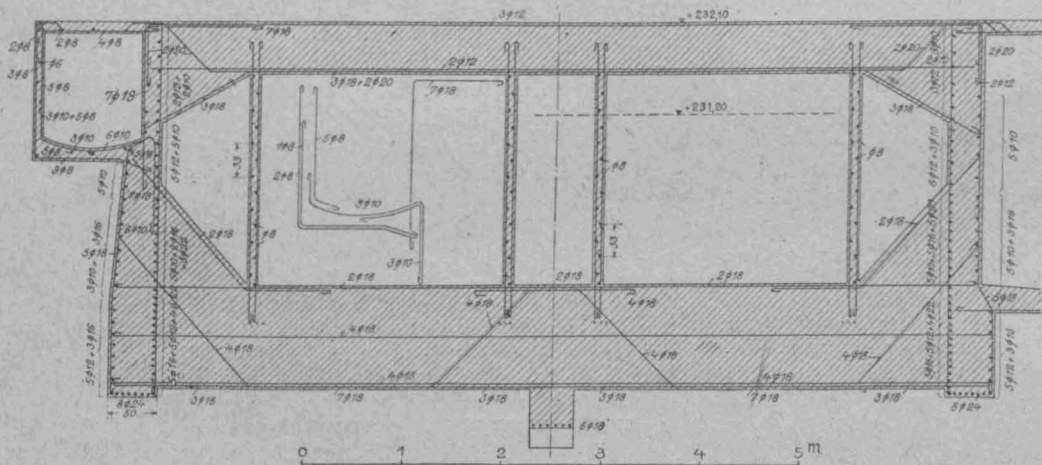


Abbildung 4a und b. Schnitt a-b. Querschnitt in der Brunnenachse. Schnitt c-d. Querschnitt in der Achse des Bedienungsteges (Vergl. Abb. 1a S. 43). Einzelheiten der Klärbrunnen in Hindenburg.

Die Herstellung von Emscherbrunnen in Eisenbeton.

$$M = -8,3 - 5,50 \cdot 2,95 = -24,5 \text{ mt},$$

$$M = -38,9 - 5,50 \cdot (-2,05) = -27,6 \text{ m}.$$

Die Stützlinie ist dann eindeutig bestimmt durch die durch die folgenden Werte festliegenden Durchgangspunkte in den Stützenachsen (s. Abbildung 7 a):

werden. Bezeichnet η die zugehörige Ordinate, so ist das endgültige Schnittmoment

$$M = X \cdot \eta = 5,50 \cdot \eta.$$

Es ist lehrreich, festzustellen, daß die Momenten-Nullpunkte der Stützen unter die ermittelten J -Punkte

fallen. Daraus ergibt sich, daß die Stützenköpfe bzw. die Balken der Endöffnungen eine Verschiebung nach innen zu ausführen, sich also einander nähern werden. Auf den ersten Blick ist dies unwahrscheinlich, da der gekrümmte Träger der Mittelöffnung eine entgegengesetzte Verschiebung zu veranlassen scheint. Dieser Verschiebung wirkt jedoch die Belastung der Endfelder, welche eine Verschiebung nach innen bewirkt, entgegen.

Aus alledem folgt, daß ein Zugband hier Druck erhalten würde und vollständig zwecklos wäre.

b. Berücksichtigung des Winddrucks (Abbildung 8).

Es ist $w = 0,75 \text{ t/m}^2$.

Auf die linke Oeffnung wirken $6,83 \text{ t}$, auf den Bogen $2,55 \text{ t}$; dies gibt im ganzen $9,38 \text{ t}$, die gesamte seitliche Windlast.

Um die Momente im Hauptsystem (M') festzustellen, nehmen wir den linken Stützenfuß als festgehalten an; es muß dann dort die wagrechte Kraft $9,38 \text{ t}$ wirken.

Moment an der linken Rahmenecke bei frei drehbarem Stützenfuß

$$M = 9,38 \cdot 6,7 - 0,75 \cdot \frac{6,7^2}{2} = 46,0 \text{ mt.}$$

Pfeil der Stützen-Momentenparabel

$$M = \frac{0,75 \cdot 6,7^2}{8} = 4,2 \text{ mt.}$$

Hat man die Momente bei frei drehbarem Stützenfuß festgelegt, so wird die Momentenfläche bei elastisch eingespannter Stütze bestimmt. Man ermittelt zu dem Zwecke, wie wenn die Stütze unverschieblich ist, die Schlußlinie — wobei man konstantes Trägheitsmoment annehmen und diese durch die Schnittpunkte der Verbindungslinien vom Parabelscheitel nach den Endpunkten der Parabel und den Festlinien hindurch gehen lassen kann — und legt den Punkt derselben in z_0 vom Stützenkopf fest. Dieser liegt dann in der Lotrechten, die die tatsächlichen Momente angibt, d. h. jene ohne Rücksicht auf den noch festzusetzenden Einfluß des Winddrucks für den Bogen, der hier allerdings verschwindend klein ist. Nun läßt man, von dem gefundenen Stützenkopfmoment ausgehend, die Momenten-Geraden nach rechts durch die K-Punkte laufen. Damit ist die Momentenfläche für die Belastung der linken Stütze durch $w \text{ t/m}^2$ und für eine Einzellast von der Größe des übrigen Winddrucks, wirksam am Kopf der linken oder der zweiten Stütze von links, bestimmt.

Jetzt denkt man den Bogen und den linken Balken mit frei drehbaren Auflagern — das rechte verschieblich, das linke fest — und bestimmt dafür die Momente für den Winddruck, die man den obigen hinzufügt.

Beim Bogen geht man von dem linken Kämpfermoment aus, dem Windmoment

$$M = \frac{0,75 \cdot 3,4^2}{2} = 4,3 \text{ mt.}$$

(Da ein negatives Moment vorhanden ist, zieht sich dieser Wert ab).

Eine dementsprechende Gerade ist für die rechte Bogenhälfte die Momentenlinie unmittelbar; die nach links anschließende Kurve ist durch die für einige Schnitte zu berechnenden Größen zu bestimmen

$$M = \frac{w y'^2}{2},$$

wo y' die Ordinate der Rahmenachse, bezogen auf die Wagrechte durch den Scheitel, ist. Der Pfeil der Momentenparabel beim Balken beträgt

$$M = \frac{0,75 \cdot 2,4^2}{8} = 0,5 \text{ mt.}$$

Nunmehr muß noch die durch die Einspannung beim Bogen und beim Balken bedingte Momentenfläche berücksichtigt werden. Man findet diese auf Grund der Kreuzlinienabschnitte. Unter Bezug auf die Biegunslinien (Abbildung 5a) erhält man für den Bogen

$$\alpha_{a_0} = w \cdot \int \delta_{w_a} dy = 0,75 \cdot 8,2 = 6,2 \text{ mt.}$$

$$\alpha_{b_0} = w \cdot \int \delta_{w_b} dy = 0,75 \cdot 4,4 = 3,3 \text{ mt.}$$

so daß

$$t_a = \frac{\alpha_{b_0}}{\beta} = \frac{3,2}{0,79} = 4,2 \text{ mt.}$$

$$t_b = \frac{\alpha_{a_0}}{\beta} = \frac{6,2}{0,79} = 7,8 \text{ mt.}$$

Beim Balken nimmt man t_a und t_b näherungsweise gleich dem doppelten Parabel-Pfeil an.

Verständlicher wird die Bestimmung der Momente im Hauptsystem werden, wenn man die einzelnen Flächen für sich aufträgt.

$$\text{Unbekannte } X = \frac{w \cdot \int \delta_{w_i} dy}{\delta_i}.$$

Nach Abbildung 6 b ist

$$\int \delta_{w_i} dy = 153 \text{ m}^2, w \cdot \int \delta_{w_i} dy = 0,75 \cdot 153 = 114,8 \text{ mt.}$$

so daß

$$X = \frac{114,8}{40,0} = 2,87 \text{ t.}$$

Endgültiges Schnittmoment $M = M' - 2,87 \cdot u$.

Um die Stützlinie einzutragen, berechnet man hiernach die Momente

$$(\text{Stütze I, Fuß}) M = 28,0 - 2,87 \cdot (-3,75) = -17,2 \text{ mt.}$$

$$(\text{„ II, „}) M = -7,1 - 2,87 \cdot (-2,05) = -1,2 \text{ „}$$

$$(\text{„ II', „}) M = 0,5 - 2,87 \cdot (-2,05) = 6,4 \text{ „}$$

$$(\text{„ I', Fuß}) M = 0 - 2,87 \cdot 3,75 = -10,8 \text{ „}$$

Die Schnittpunkte der Resultierenden in den Stützenachsen sind nun durch die folgenden Werte bestimmt (Abbildung 8):

$$(\text{Stütze I}) y = \frac{-17,1}{-6,51} = 2,64 \text{ m,}$$

$$(\text{„ II}) y = \frac{-1,2}{0,32} = -3,75 \text{ „}$$

$$(\text{„ II'}) y = \frac{6,4}{2,87} = 2,23 \text{ „}$$

$$(\text{„ I'}) y = \frac{-10,8}{2,87} = 3,76 \text{ „}$$

(Der Nenner des Ausdruckes für y stellt die wagrechte Komponente der Stützlinienkraft in dem zu M gehörigen Schnitt dar.)

Die Stützlinie ist nun eindeutig bestimmt und kann nach den Regeln der graphischen Statik eingetragen werden (Abbildung 8a).

Die Momentenfläche ist durch die Stützlinie nicht unmittelbar gegeben; es ist noch die Durchführung einer Nebenkonstruktion erforderlich (vergl. den Artikel vom Verfasser: „Beitrag zur Berechnung der Bogendächer“, Deutsche Bauzeitung 1917, Mitteilungen über Zement usw., No. 11 u. 12). Wenn η' die wagrechte Entfernung zugeordneter Stützlinien — und Rahmenpunkte und V die lotrechte Seitenkraft der betreffenden Stützlinienkraft ist (die letztere ist hier für jede Oeffnung konstant), so muß sich verhalten $V:\eta' = X:\eta$.

Bei zahlenmäßiger Bestimmung der Momente und der Schnittkräfte kann die Ermittlung der Stützlinie wegleiben.

c. Temperaturmomente (Abbildung 9).

Balken und Bogen mögen sich um $t^\circ = 15^\circ \text{ C}$ erwärmen.

Es ist dann für die Verlängerung insgesamt

$$E \alpha t l = 2000000 \cdot 0,000010 \cdot 15 \cdot (2 \cdot 11,5 + 14) = 11100 \text{ t/m,}$$

so daß, da $E \delta_l = 2 \cdot 20,0 \cdot 100 = 4000 \text{ m}^{-1}$,

$$X = \frac{11100}{4000} = 2,78 \text{ t.}$$

Schnittmoment $M = -2,78 u$.

Abbildung 9 enthält die zeichnerische Darstellung der Momente.

Eine gleichmäßige Temperaturänderung der Stützen hat keinen Einfluß im Gefolge. —

Vermischtes.

Versuche über die Einwirkung von Magnesiumsulfat-Lösung auf Zemente verschiedener Art. Zu dieser für den Betonbau wichtigen und viel umstrittenen Frage der mehr oder weniger hohen Widerstandsfähigkeit der verschiedenen Zementarten gegen Magnesiumsulfat-Lösungen liefern von Prof. Burchartz in Gemeinschaft mit Dipl.-Ing. v. Wrochem vom Materialprüfungsamt Lichterfelde durchgeführte und im Heft 4/5 der „Mitteilungen“ des Amtes, Jahrg. 1917, veröffentlichte Versuche einen Beitrag mit dem Ergebnis, daß keinem der 3 unter-

suchten Zemente — Portland-, Eisenportland- und Hochofenzement — eine höhere Widerstandsfähigkeit als den anderen zugesprochen werden konnte. Der Portland- und der Eisenportland-Zement zeigten die übliche durchschnittliche Zusammensetzung, der Hochofenzement eine solche, daß einem sehr hohen Kieselsäuregehalt (31,33%) und verhältnismäßig geringem Tonerdegehalt (einschl. Eisen und Mangan 13,45%), nur ein sehr geringer Kalkgehalt (47,2%) gegenüberstand, so daß kaum ein Kalküberschuß vorhanden war. Die Zusammensetzung des Hochofenzementes war also eine solche,

Abbildung 7. Ermittlung der Biegelinie. Zustand X — 1.
a. Berücksichtigung des Eigengewichtes.

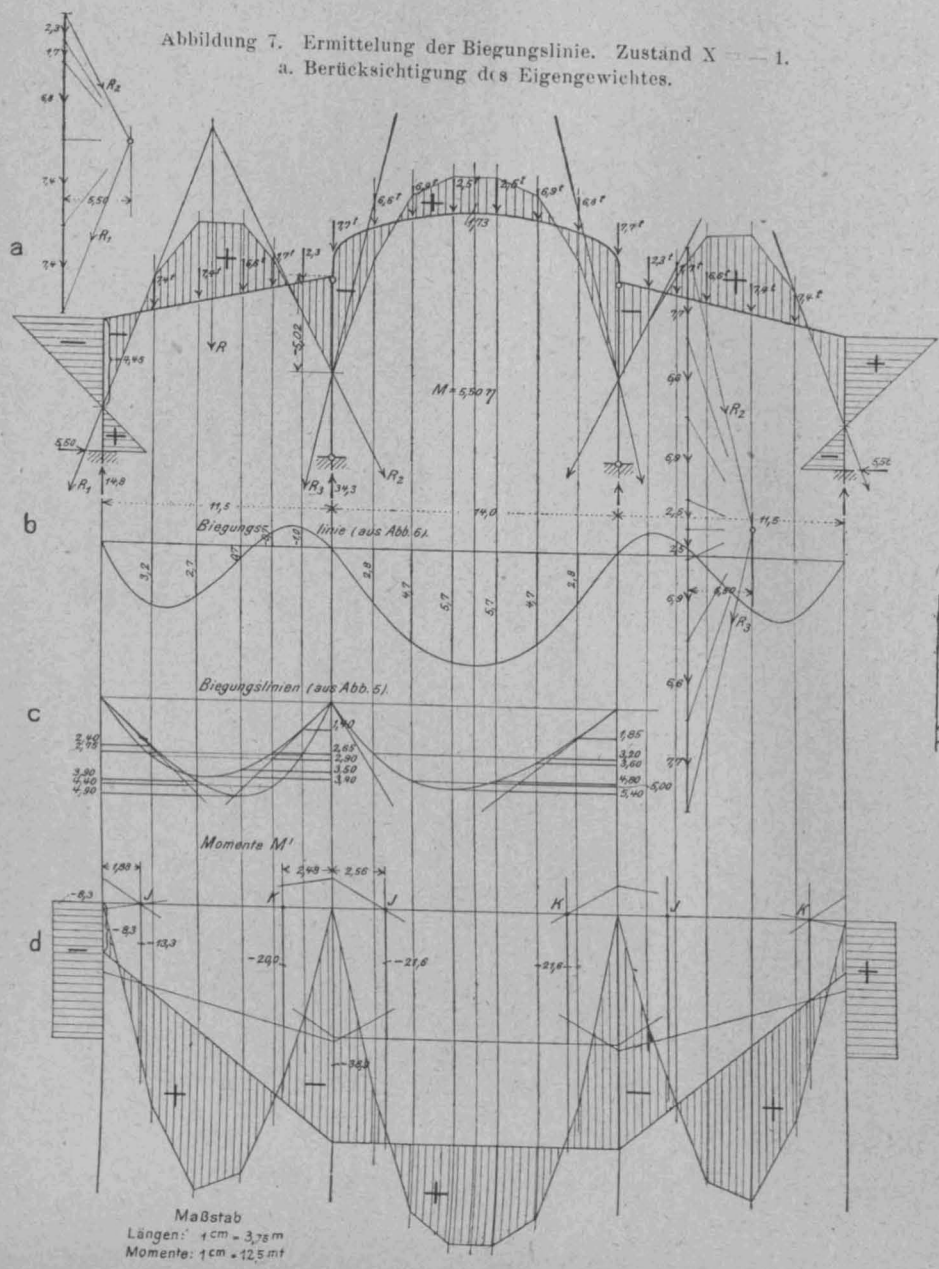


Abbildung 8. Berücksichtigung des Winddruckes.

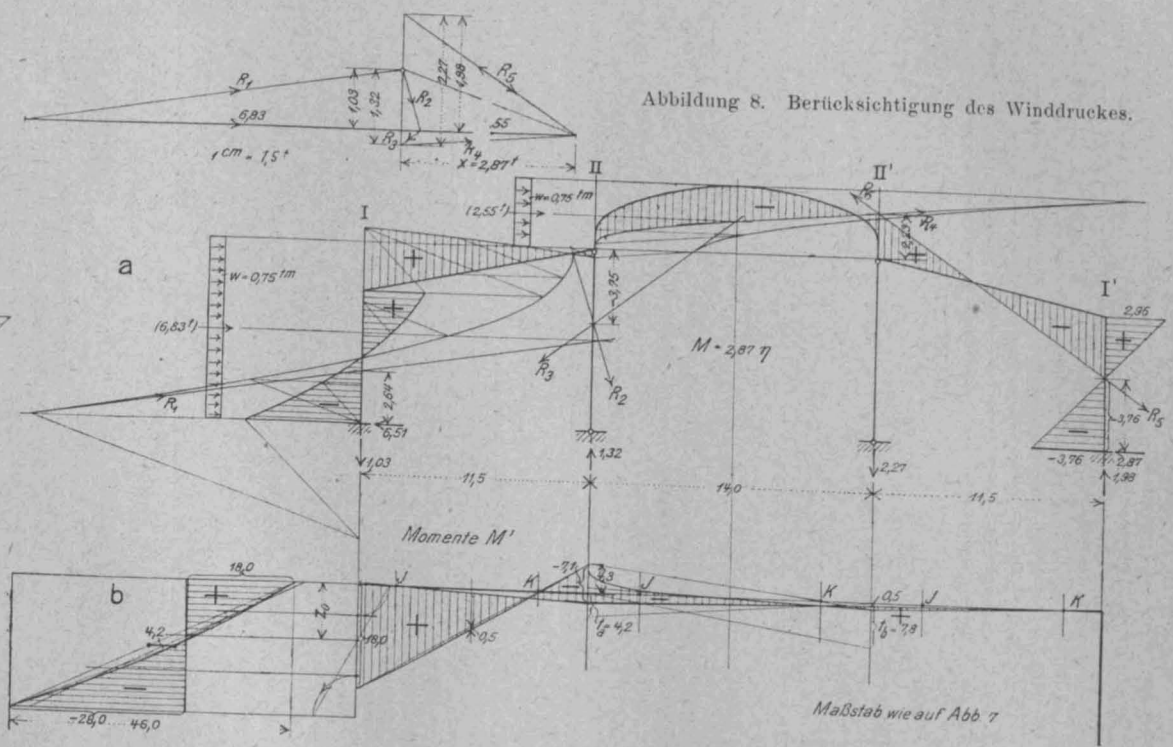
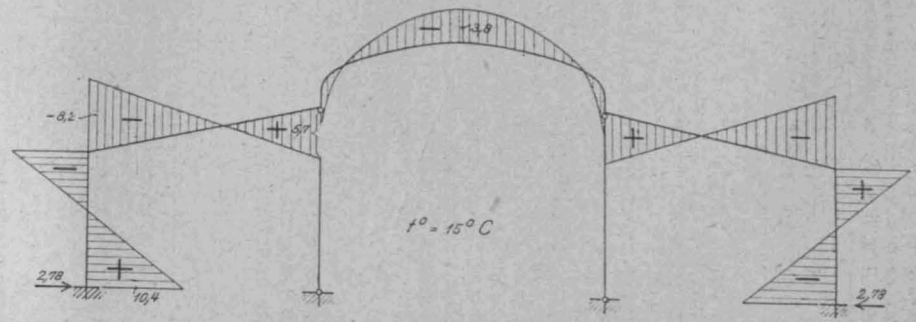


Abbildung 9.
(rechts)
Darstellung
der
Temperatur-
Momente.



Berechnung des Rahmenbinders der Markthalle in Mühlhausen.
Von Ingenieur A. Straßner in Frankfurt a. Main.

die nach Dr. Passow die Entstehung des zerstörenden Kalk-Tonerdesulfates bei Einwirkung der Sulfate verhindern, also diesem Zement eine besonders hohe Widerstandsfähigkeit verleihen müßte. Untersucht wurden Mörtelmischungen 1:3 und 1:5 mit Freienwalder Rohsand. Die Druckkörper von 7,1 cm Kantenlänge wurden 1 Tag an der Luft und dann in Wasser oder in Sulfatlösung bis zur Prüfung aufbewahrt, z. T. aber erst nach 6 tägiger Wasserlagerung in Sulfatlösung gebracht, welche letztere eine Zusammensetzung von $123,5\text{ g MgSO}_4 + 7\text{ H}_2\text{O}$ (Äquivalentgewicht) auf 1 l Wasser zeigte. Die Zerdrückung des dauernd beobachteten Körpers erfolgte nach 28 Tagen, 3 Monaten und 1 Jahr. Alle 3 Mörtelsorten zeigten in beiden Mischungen während der ersten 5 Monate keine äußerlich wahrnehmbaren Veränderungen, dann fingen die mageren Mischungen an aufzuquellen und abzublättern und zwar zuerst beim Hochofenzement, nach 6 Monaten auch beim Portlandzement und nach 7 Monaten beim Eisenportlandzement, während die fettere Mischung bei allen 3 Zementen auch nach Jahresfrist noch keinerlei äußerliche Angriffe aufwies. Was den Einfluß der Salzlösung auf den Erhärtungsverlauf und die Festigkeit betrifft, so decken sich die Ergebnisse der Festigkeitsversuche i. Allg. mit dem Befund des äußeren Erhaltungszustandes der Proben. Die mageren Körper zeigten nach 1 Jahr so starke Zerstörungen, daß, abgesehen von 2 Hochofenproben mit noch etwas festerem Kern, überhaupt keine meßbaren Festigkeiten mehr vorhanden waren. Die Mörtelkörper zeigten mit Ausnahme der 28 Tage alten Portlandzement-Körper durchweg entsprechend geringere Festigkeit für die gleichen Altersstufen bei der Lagerung in Sulfatlösung (und zwar eine stärkere Einbuße bei vorübergehender Lagerung in reinem Wasser, wie das auch bei anderweiten, früheren Versuchen des Amtes beobachtet worden ist). Die Festigkeit wächst bei der Lagerung in Sulfatlösung bei allen Proben bis zum Alter von etwa 3 Monaten, zeigt aber dann bis zu 1 Jahr einen Rückgang, wobei die fetteren Proben aber immer noch über der 28-Tagefestigkeit bleiben, die mageren dagegen erheblich darunter bzw. bis auf Null sinken. Es ergeben sich in Prozenten die folgenden Festigkeitsänderungen gegenüber der 28-Tagefestigkeit:

Zementart	3 Monate alt		1 Jahr alt	
	nach 24 Stunden i. Salzlösung gebracht	nach 7 Tagen	nach 24 Stunden i. Salzlösung gebracht	nach 7 Tagen
1. Probekörper der Mischung 1:3				
1. Portlandzement . .	+ 15 %	+ 8 %	+ 12 %	+ 7 %
2. Eisenportlandzement . .	+ 32 %	+ 24 %	+ 35 %	+ 24 %
3. Hochofenzement . .	+ 22 %	+ 25 %	+ 14 %	+ 18 %
2. Probekörper der Mischung 1:5				
1. Portlandzement . .	+ 12 %	- 57 %	- 4 %	—
2. Eisenportlandzement . .	+ 54 %	- 25 %	+ 33 %	—
3. Hochofenzement . .	- 12 %	- 63 %	- 11 %	- 89 %

Die Festigkeitseinbußen waren hiernach am geringsten beim Eisenportlandzement. Im übrigen zeigten die Proben mit Portlandzement, der bei den Normproben sich den beiden anderen Zementen erheblich überlegen gezeigt hatte, auch bei allen Altersstufen und Versuchen noch höhere absolute Festigkeiten als die Körper aus den anderen Zementen. —

Weitere Untersuchungen des Amtes, die später zur Veröffentlichung kommen sollen, werden sich mit der Frage der Verwendung hydraulischer Bindemittel im Salzbergbau beschäftigen und zwar den Einfluß von Bergwerkssolen, bzw. der in ihnen enthaltenen Salze als Annache- wie als Lagerflüssigkeit auf Portland-, Eisenportland- und Hochofen-Zement untersuchen. — Fr. E.

Literatur.

Der Bau massiver Brückenpfeiler mit Preßluftgründung. Von Dipl.-Ing. I. H. Flach, Ob.-Ing., 8°, 79 S. Text mit 47 Textabb. Berlin 1917. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Preis geh. 4,30 M. —

Die kleine Schrift behandelt an dem einfachen und übersichtlichen Beispiel der Brückenpfeiler-Gründung vor allem die Arbeitsvorgänge, ferner die erforderlichen theoretischen Untersuchungen und die Konstruktion bei Ausführung von Preßluftgründungen, um unter Klärlegung der Einfachheit und Sicherheit dieser Gründungsweise ihr auch für schwierige Verhältnisse, wie sie bei Wasserbauten verschiedener Art vorkommen können, auch bei uns die Wege zu ebnen, während wir nach dieser Richtung bisher etwas hinter dem Ausland zurückgeblieben sind. Zunächst wird die Ermittlung der Gründungs-tiefe (zweckmäßige und ausreichende Anordnung der Bohrlöcher), sowie die Wahl der Gründungsart kurz behandelt, wobei für die Wahl der Preßluftgründung

hauptsächlich zwei Gesichtspunkte ausschlaggebend sein können: sehr tiefe Lage des tragfähigen Bodens bei schlechter Beschaffenheit des Untergrundes und kostspieliges Abfangen einer offenen Baugrube bei gleichzeitiger Befürchtung starken Wasserandranges. Dann werden allgemeine Ausbildung und Baustoff der Senkkasten: Eisen, Eisenbeton und in selteneren Fällen Holz besprochen. Den Eisenbeton-Senkkasten wird der große wirtschaftliche Vorteil zuerkannt, daß alle Glieder als notwendige Teile des Pfeilerganzes zu betrachten sind und nur die Bewehrungseisen totes Material für den fertigen Pfeiler darstellen. Eisenbeton-Senkkasten sind aber erheblich schwerer als eiserne, erfordern also u. Umst. sehr starke Rüstungen, und sind daher nicht zu empfehlen, wo harte Schichten von größerer Mächtigkeit, vor allem Fels, durchfahren werden müssen, weil dabei unberechenbare Kräfte auftreten können, die den Bestand des Senkkastens gefährden. Verstärkungen und Ausbesserungen, die sich bei Eisen verhältnismäßig leicht vornehmen lassen, sind aber bei Eisenbeton, wenn überhaupt möglich, jedenfalls sehr schwierig. Eingehend werden die Versenkungsarten behandelt (von festem Gerüst oder von natürlichem Boden bzw. einer künstlichen Anschüttung aus) und ihre Rückwirkung auf die Wahl des Baustoffes für die Senkkasten. An einer Reihe von Beispielen werden verschiedene Ausführungsweisen erörtert und Kostenvergleiche angestellt. In einem weiteren Abschnitt wird die Berechnung der Senkkasten und ihre Konstruktion im Einzelnen näher behandelt und zwar für Eisen und Eisenbeton; es folgt die Besprechung der Betriebsanlagen und schließlich werden die Arbeitsbedingungen noch einige Worte gewidmet. Verfasser weist darauf hin, daß man sich in Deutschland auch bereits mit der Frage beschäftigt habe, gesetzliche Bestimmungen für Preßluftgründungen aufzustellen, wie sie zum Beispiel in Holland schon bestehen. Bei aller notwendigen Beachtung der im Interesse der Arbeiter vom gesundheitlichen Standpunkt zu fordernden Maßnahmen warnt Verfasser aber vor zu weitgehenden Vorschriften, die eine Weiterentwicklung des Preßluft-Verfahrens behindern würden, dem man aus technischen und wirtschaftlichen Gründen für viele Fälle nur weiteren Eingang wünschen könne.

Die klaren und überzeugenden Ausführungen des Verfassers, die erkennen lassen, daß sie von einem Sachkundigen geschrieben sind, geben einen guten Anhalt für die Bewertung und Durchführung der Preßluftgründung. —

Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1916 mit Beispielen. Von Dr.-Ing. W. Gehler, ord. Prof. a. d. kgl. Techn. Hochschule zu Dresden. Zweite mit den Eisenbetonbestimmungen ergänzte Aufl. Berlin 1918. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 3,60 M. —

Als einen gewissen Mangel der im übrigen vortrefflichen kleinen Schrift, die zur Verbreitung vollen Verständnisses für das Wesen und die Absichten der neuen Eisenbetonvorschriften wesentlich beigetragen haben dürfte, haben wir es bei unseren Besprechungen im Vorjahre empfunden (S. 24 der „Mitteilungen“ 1917), daß der Wortlaut der Bestimmungen selbst nicht wieder gegeben war. Dem ist jetzt mit dem Erscheinen der 2. Aufl. abgeholfen, indem den Erläuterungen jedesmal der Wortlaut der betr. Paragraphen vorangestellt worden ist. Dadurch hat das Werkchen an Uebersichtlichkeit und Brauchbarkeit wesentlich gewonnen. Eine Notwendigkeit, die Erläuterungen selbst zu erweitern, hat sich dagegen bisher nicht ergeben. Der Verfasser hat als Vorstand der Bautenprüfstelle im Kriegsamt dabei reichlich Gelegenheit gehabt, den Einfluß der gegen früher z. T. nicht unwesentlich verschärften Bestimmungen in ihrer segensreichen Wirkung zu studieren bei einer ganz außerordentlich gesteigerten Tätigkeit auf dem Gebiet des Eisenbetonbaues, dessen Vertreter unter den schwierigsten Verhältnissen und oft mit mangelhaftesten Arbeitskräften im Dienst der Heeresverwaltung und der für diese arbeitenden Industrien während der Kriegszeit Außerordentliches geleistet haben. — Fr. E.

Neuerscheinungen. (Besprechung bleibt vorbehalten.)

Brücken in Eisenbeton. Ein Leitfadens für Schule und Praxis von C. Kersten, Ob.-Ing. chem. kgl. Oberlehrer. Teil I. Platten- und Balkenbrücken. 8°, 260 S. Text mit 616 Textabb. 4. Neubearbeitete und erweiterte Auflage. Berlin 1918. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 11, geb. 12,50 M. —

Inhalt: Die Herstellung von Emscherbrunnen in Eisenbeton. — Berechnung des Rahmenbinders der Markthalle Muhlhausen. (Schluß.) — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

№ 8.

Die Herstellung von Emscherbrunnen in Eisenbeton.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der „HUTA“ Hoch- und Tiefbau-A.-G. in Breslau. (Schluß.)



Bei der Ausführung der Bauarbeiten der Kläranlage in Hindenburg O.-S. bot die Herstellung der Brunnen die meisten Schwierigkeiten. Nachdem die Baugrube, bis Grundwasser angetroffen wurde, ausgehoben worden war, sind zunächst die kreisförmigen Brunnen in 7,75 m Höhe hergestellt und nach ihrer Erhärtung bis in die vorgeschriebene Tiefe versenkt worden. Sodann ist die Sohle eingebracht und später sind die oberen Becken aufgesetzt worden. Die Ausbildung der Schneide des Brunnens, sowie die zum Anschluß der Sohle an den Brunnen getroffenen Vorkehrungen sind aus der Abbildung 6 in No. 7, S. 44 ersichtlich.

Da das Tragwerk aus dünnwandigen Querschnitten besteht, so erforderten die Schal- und Flechtarbeiten bei den z. T. ziemlich verwickelten Flächen ganz besondere Sorgfalt. Sie wurden trotz der durch den Krieg bedingten Schwierigkeiten in verhältnismäßig kurzer Zeit bewältigt.

Eine ähnliche Abwasserreinigungsanlage ist für die

Gemeinde Scharley O.-S. 1916 ebenfalls von der „HUTA“ Hoch- und Tiefbau-A.-G. nach dem Entwurf von Hrn. Ziv.-Ing. Rosenquist gebaut und dem Betrieb übergeben worden.

Die Klärbrunnen unterscheiden sich jedoch von den vorher beschriebenen, wie Abbildung 7, S. 51 zeigt, dadurch, daß sie ihre kreisförmige Gestalt auf ihre ganze Höhe von 9,3 m behalten. Die Absitzrinnen sind ganz entsprechend als Mantelflächen eines im oberen Teil zylindrischen, im unteren Teile kegelförmigen Umdrehungskörpers ausgebildet. Ein an die Innenwand des Brunnens angeschlossener Ring von dreieckförmigem Querschnitt dient zur Stützung der Absitzrinne, deren Boden hierdurch einen trichterförmigen Abschluß erhält. Zur Aussteifung wird der aus den Innen- und Außenwänden gebildete Hohlraum mit dreieckförmiger Umgrenzung durch Querwände in einzelne Schotten geteilt. Der ganze Brunnen ist außerdem durch eine dünne Eisenbetonwand in zwei durch eine Oeffnung mit einander verbundene Kammern zerlegt. Trotz der bedeutenden Höhe von 9,3 m und des Durchmessers von 8 m sind die Brunnenwandungen am Kopf nur 10, am Fuß nur 20 cm stark. Die Brunnen sind wie in Hinden-

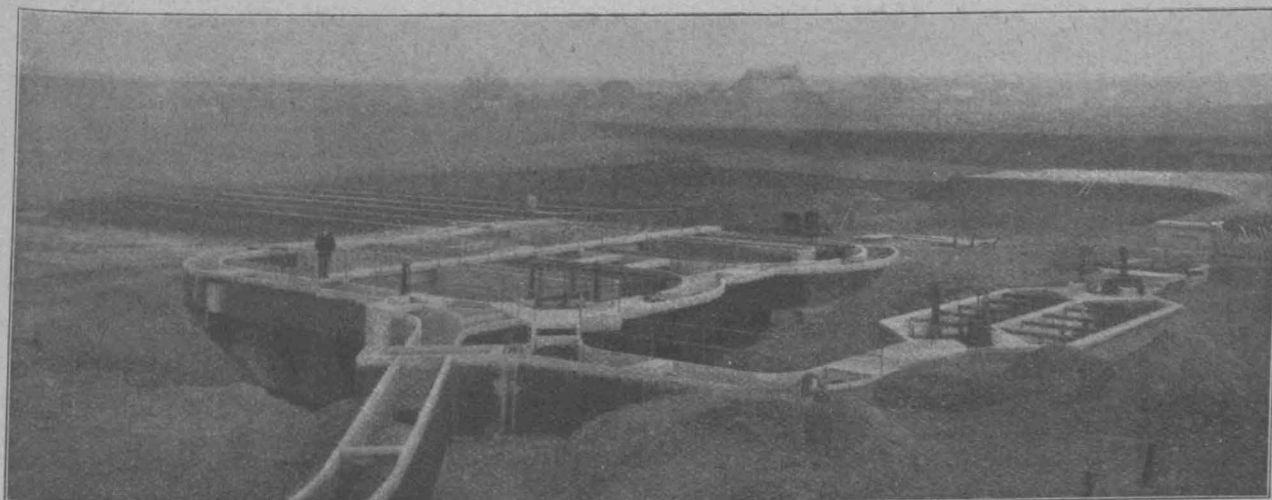


Abbildung 3. Kläranlage in Hindenburg. Vorn links Klärbecken mit Abfluß, rechts Sandfang und Zulauf.

burg versenkt worden. Da der höchste Grundwasserstand nur 1 m über dem tiefsten Punkt der Sohle liegt, so konnte letztere ohne Schwierigkeit nachträglich eingebracht und an die Brunnenschnaide angeschlossen werden. Infolge des geringen Auftriebes genügte bei

Jauer, Entwurf und Bauleitung Ziv.-Ing. Rosenquist, zur Ausführung gelangt. Wie aus der Abbildung 8a zu erkennen ist, bilden hier die Absitzrinnen die trichterförmige Erweiterung der Brunnen. Die Einzelheiten der konstruktiven Durchbildung der Brunnen

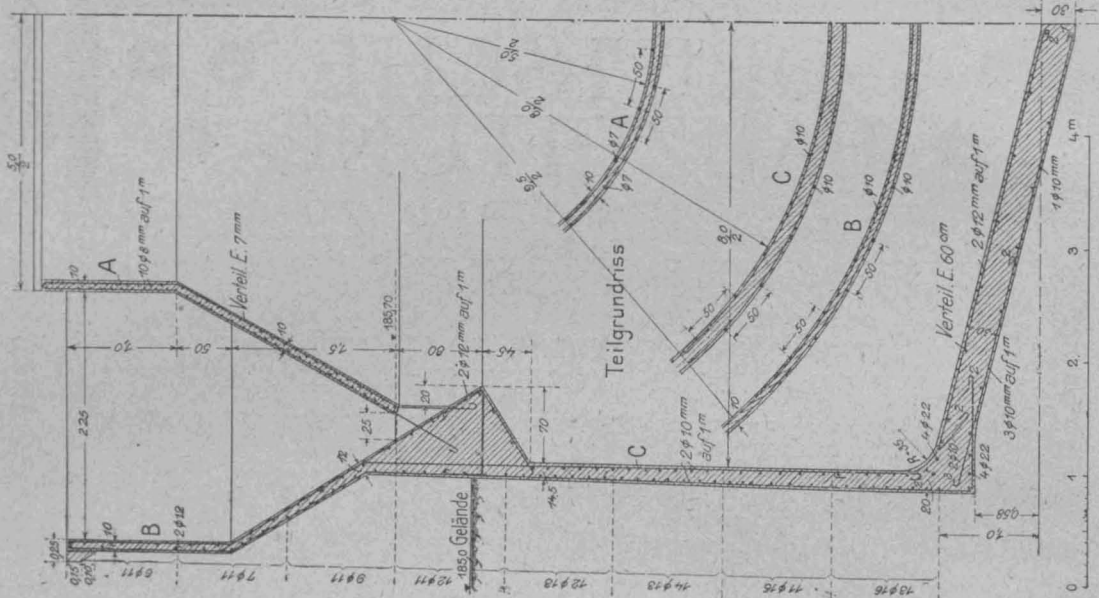


Abb. 8b. Lotrechter Schnitt durch den Brunnen und wagrechter Schnitt, Einzelheiten der Eisenbewehrung.

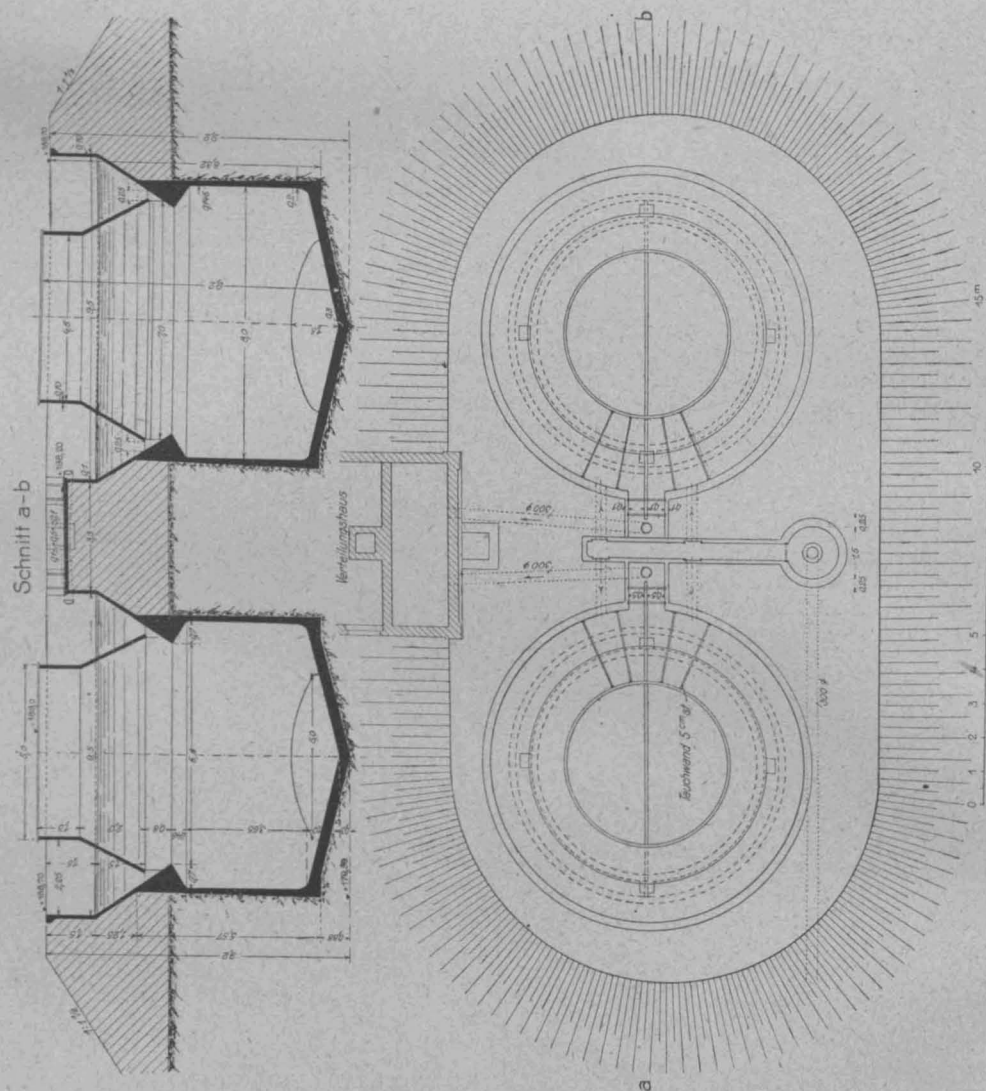


Abbildung 8a. Gesamtübersicht der Kläranlage für die Stadt Jauer O.S. Entwurf Ziv.-Ing. Rosenquist in Breslau. Ausführung: „HUTA“, Hoch- und Tiefbau-A.-G. in Breslau.

Die Herstellung von Emscherbrunnen in Eisenbeton.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der „HUTA“ Hoch- und Tiefbau-A.-G. in Breslau.

einer Stärke von 30 cm eine verhältnismäßig schwache Ring- und Tangentialbewehrung.

Eine dritte Art von Emscherbrunnen ist bei der in den Jahren 1914/15 gebauten Kläranlage für die Stadt

selbst sind in der Abbildung 8b in lotrechtem und wagrechtem Schnitt dargestellt.

Da es im vorliegenden Fall möglich war, die Brunnen unter Wasserhaltung in offener Grube herzustellen,

hat auch beim Bau der Kläranlagen in Deutsch-Lissa, Borsigwerk, Ludwigsglück, Michalkowitz, die gleiche Sorgfalt auf die einwandfreie konstruktive Ausgestal-

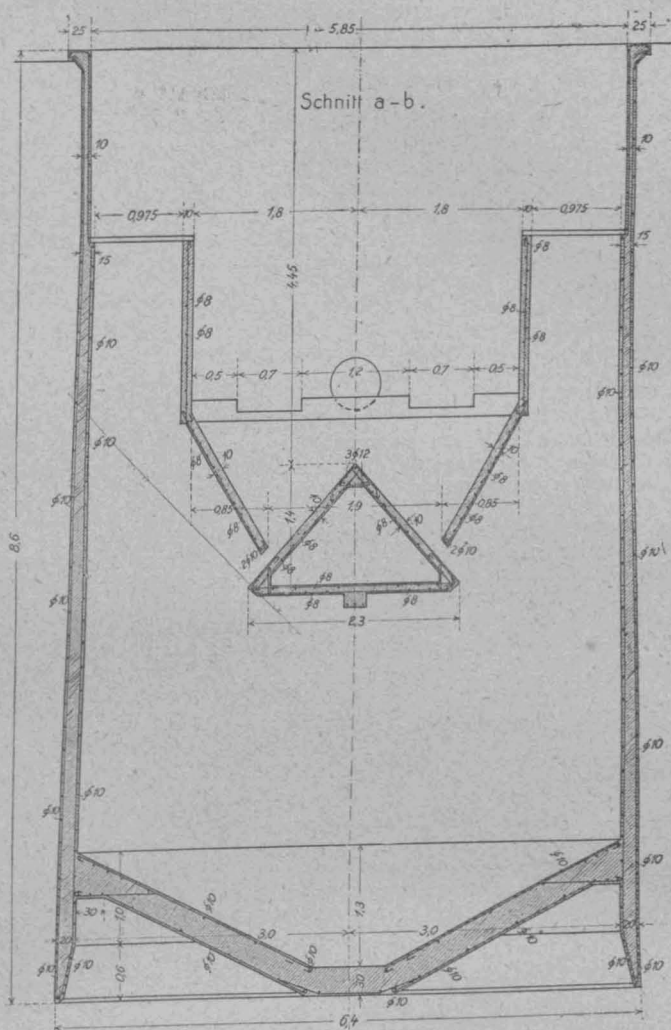


Abbildung 7. Lotrechter Schnitt durch den Klärbrunnen der Gemeinde Scharley O.-S.

Die Querschnittsbemessung der Brunnen, sowie der zugehörigen Trennwände ist im übrigen nach denselben Berechnungsgrundlagen wie in Hindenburg und in Scharley durchgeführt worden.

Als Beispiel einer kleineren Anlage sei noch die im Jahre 1915 nach dem Entwurf der Firma Heinrich Scheven, Düsseldorf, in Carlowitz bei Breslau erbaute Vorreinigungsanlage angeführt (Abbildung 9a und b).

Der Brunnen selbst ist bei einer Gesamthöhe von 8,6 m und einem Durchmesser von 6 m ähnlich wie die Brunnen in Scharley ausgebildet und auch versenkt worden. Die Absitzrinne ist jedoch nicht als Umdrehungskörper ausgestaltet, sondern bildet einen Trog mit ebenen Wandungen, der sich zwischen die Brunnenwandungen spannt. Die mittleren schrägen Flächen des Bodens der Absitzrinne sind zu einem Balken mit dreieckförmigem Querschnitt vereinigt.

Die vorstehenden Darstellungen zeigen, daß es möglich ist, Eisenbetonbrunnen von bedeutenden Abmessungen und in mannigfaltiger Ausbildung herzustellen. Die „HUTA“ Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft

Abb. 9a und b. Vorreinigungsanlage in Carlowitz bei Breslau.
Grundriß und Schnitt a—b.

tung und Ausführung der Brunnen verwandt und die
 guten Erfolge, welche sie erzielt, stellen ein neues Zeug-
 nis dar für die Zweckmäßigkeit der Verwendung des
 Eisenbetons im städtischen Tiefbau. —

Literatur.

Mitteilungen über Versuche des Eisenbeton-Ausschusses des „Oesterr. Ing.- u. Arch.-Vereins“. Heft VI. Ueber Betonprüfung mit Probekörpern (Kontrollbalken). Bericht erstattet von Ing. Karl Nähr, k. k. Baurat, Leipzig und Wien 1917. Verlag Franz Deuticke. Pr. geh. 8 M. —

Der Eisenbeton-Ausschuß hat bereits i. J. 1910 einen besonderen Unterausschuß mit der Frage der Untersuchung des Betons mit Probekörpern anstelle der Würfelprobe nach dem Vorschlag v. Emperger's betraut. Die wiederholt erweiterten Versuche sind Herbst 1913 abgeschlossen worden. Der Krieg hat aber die Herausgabe des Berichtes verzögert, der auch jetzt noch nicht das gesamte Material umfaßt. Insbesondere soll noch ein Nachtrag erscheinen, der den Einfluß verschiedener Laststellungen und die Einwirkung des Frostes auf die Druckfestigkeit des Betons behandelt. Zweck der Untersuchungen war die Feststellung, ob sich der Kontrollbalken als Güteprobe für den Beton derart eigne, daß die amtliche Einführung dieser Prüfungsmethode sich rechtfertige. (Als Hauptvorteil für die Kontrollbalkenprobe wird bekanntlich angeführt, daß sie einen unmittelbaren, also zutreffenden Rückschluß auf die dem Baubeton tatsächlich zukommende Biegedruckfestigkeit gestatte, als die Würfelprobe, bei der die durch Zerdrücken gemessene Würfeldruckfestigkeit mit der ganz anders gearteten Biegedruckfestigkeit nur in mittelbarem Vergleich gestellt werden kann. Die Balkenprobe lasse sich außerdem in einfacherer Weise ohne kostspielige Maschinen durchführen und mehr den Verhältnissen am Bau entsprechend.)

Die Versuche umfaßten 52 Balken als Vorversuche, mit dem Zweck, die für die Anwendung in der Praxis geeignete, den weiteren Hauptversuchen zugrunde zu legende Form der Probekörper festzustellen. Durch die eigentlichen Hauptversuche sollte dann der Einfluß ermittelt werden, den die verschiedenen Witterungsverhältnisse während der Herstellung des Betons und im Laufe der Erhärtung auf seine Festigkeit ausüben. Daher scheiden sich diese letzteren Versuche in 2 Gruppen. Es sind 130 Balken in wärmerer, also für die Bauausführung hauptsächlich in Betracht kommender Jahreszeit hergestellt (Sommerversuche), 150 Balken Ende Herbst, Anfang Winter (Winterversuche). Außerdem wurden 60 Balken erprobt, die Aufschluß geben sollten, in welchem Maß die Art der Verankerung der Eisereinlagen an den Enden des Balkens und die Lastanordnung die Biegedruckfestigkeit des Betonbalkens und damit die Uebertragungszahl $\frac{\sigma_{b,d}}{\sigma_d}$ (d. h.

das Verhältnis der Biegedruckfestigkeit zur Würfeldruckfestigkeit) beeinflußt. Schließlich wurden noch sog. Frostversuche vorgenommen, die Aufklärung bringen sollten, inwieweit die Erhärtungsfähigkeit des Betons durch die Einwirkung des Frostes behindert wird. Als Parallelproben wurden Würfelproben durchgeführt. Grundsatz war dabei, wie bei allen Arbeiten des Oesterr. Ausschusses „baugemäße“ Ausführung der Probekörper, also ohne die bei Laboratoriumsversuchen angewandte besondere Genauigkeit, die der Praxis nicht entspricht. Es sei gleich erwähnt, daß noch weitere Versuche in Aussicht genommen sind.

Verwendet wurden zu den Proben nur 1 Portlandzement, für die Eisereinlagen gewöhnliche Handelsware, für die Zuschlagstoffe 3 verschiedene Kiessände, für den Beton 3 verschiedene Mischungen mit 420, 320 und 250 kg Zement auf 1 cbm Kiessand-Gemenge. Der Beton wurde der praktischen Anwendung entsprechend eher etwas weicher als plastisch angemacht, in Holzformen geformt und meist ohne besondere Sorgfalt behandelt und gelagert, z. T. allerdings unter feuchtem Sand. Die Würfel wurden in Eisenform hergestellt. Die Balken wurden nach 3 und 6 Wochen, sowie 3 Monaten erprobt. Sie wurden dabei auf Holzgerüste mit den Enden frei gelagert und durch mit Ziegeln beschwerte angehängte Bühnen belastet. Durch besonders geformte Belastungsbügel war dabei Sorge getragen, daß die theoretisch vorausgesetzte Punktbelastung auch inne gehalten wurde. Bei den Vorversuchen wurden Belastungen mit 2 und 4 Lastpunkten in Vergleich gestellt. Die Versuche einschl. der Messungen wurden in möglichst einfacher Weise durchgeführt.

Nachdem die Vorversuche eine Belastung mit nur 2 Lastpunkten als zweckmäßiger ergeben hatten, wurde diese für die Hauptversuche allein angewendet. Von den zunächst in Vergleich gestellten Balkenformen wurden für die weiteren Versuche 2 ausgewählt und zwar ein kürzerer Balken von 2 m Stützweite mit einem Querschnitt von 7 cm

*) Vergl. im Uebrigen auch die Ausführungen in No. 34 unserer Mitteilungen „Zur Ermittlung der Beziehung zwischen Biege- und Würfeldruckfestigkeit des Betons unter Verwendung von Kontrollbalken“, die auch diese Versuche verwerten. —

Breite auf 10 cm Höhe, bewehrt mit 2 Rundeisen von je 12 mm Durchm. (4,04%) und ein Balken von 2,6 m Stützweite, 13 cm Breite bei 10 cm Höhe, bewehrt mit 3 Rundeisen von je 15 mm Durchm. (5,83%). Die Eisen erhielten an den Enden Rundhaken. Die starke Bewehrung verfolgt den Zweck, eine Zerstörung durch Ueberwindung der Druckfestigkeit des Betons (nicht schon durch Ueberwindung der Streckgrenze des Eisens) zu sichern.

Von den Versuchsergebnissen, die in der mit zahlreichen Tabellen und Abbildungen ausgestatteten, wertvollen Veröffentlichung niedergelegt sind, seien hier nur diejenigen herausgegriffen, die bezüglich des Vergleichswertes von Kontrollbalkenprobe und Würfelprobe Aufschluß geben, während im übrigen auf das Studium der Schrift verwiesen werden muß*).

Sowohl aus den Sommer- wie aus den Winterversuchen (deren Ergebnisse im übrigen in verschiedenen Punkten von einander abweichen) wird gefolgert, daß die Kontrollbalkenprobe als Bauprobe für Beton jeder Güteklasse praktisch und zweckentsprechend, und ohne zu großen Aufwand von Belastungsmaterial durchführbar ist. Hinsichtlich der Gleichförmigkeit der Versuchsergebnisse haben sich die Würfelproben den Balkenproben nicht als überlegen gezeigt. Die Uebertragungswerte (Verhältnis der — errechneten — Biegedruckfestigkeit zur — gemessenen — Würfeldruckfestigkeit) ist weit niedriger in der Literatur und Praxis seither vielfach angenommen wurde. Während vielfach mit 1,7 gerechnet wurde, ergeben sich bei den Versuchen Werte, die meist nur zwischen 1,3—1,1 liegen. Es zeigte sich aber eine Steigerung zum Anwachsen des Uebertragungswertes mit zunehmender Minderwertigkeit der Betongattung (bei den Sommerproben ausgesprochener als bei den Winterproben). Die größeren, breiteren und stärker bewehrten Balken erwiesen sich i. Allg. als zweckmäßiger als die schmaleren, schwächer bewehrten (namentlich nach den Sommerversuchen) insofern, als sie für die Zerstörung des Balkens durch Ueberwindung der Betonfestigkeit größere Sicherheit bieten. Es hat sich kein wesentlicher Unterschied in der mehr oder weniger größeren Regelmäßigkeit der Steigerung der Betonfestigkeit gezeigt bei „normengemäßer“ Lagerung unter feuchtem Sand, als bei „baugemäßer“ ohne besonderen Schutz gegen die Einflüsse der Witterung. Die auf den Vergleich der Zuschlagstoffe abzielenden Auswertungen der Versuchsergebnisse zeigen bei den Probekörpern bei den Sommerversuchen eine größere Gesetzmäßigkeit als bei den baumäßig hergestellten Würfeln. Die Winterversuche hatten allerdings z. T. das entgegengesetzte Ergebnis. Wie bei den Würfelproben liefern, so ergeben sich auch hier für die schmaleren Balken mit schwächerer Bewehrung, wohl infolge der schmalen Druckzone, verhältnismäßig höhere Rechnungswerte für die Biegedruckfestigkeit. Ein besseres Mischungsverhältnis des Betons ist in der Mehrheit der Fälle bei der Würfelprobe zu stärkerem Ausdruck gekommen als bei den Balkenproben.

Dem Vernehmen nach geht man in Oesterreich mit der Absicht um, die Balkenprobe in die amtlichen Bestimmungen mit aufzunehmen. —

Fr. E.

Vermischtes.

Dr.-Ing. h. c. C. Freytag. In No. 32 der „Deutsch. Bauzeitung“ haben wir bereits kurz mitgeteilt, daß die Technische Hochschule zu Darmstadt den Kommerzien-Rat C. Freytag, Vorsitzenden des Aufsichtsrates der A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. Haardt zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber ernannt hat. Diese Auszeichnung ist eine „Anerkennung seiner Verdienste um die Einführung und Entwicklung des Eisenbetons in Deutschland“. Hat er doch durch Ankauf der Monier Patente in Paris i. J. 1884 diese Bauweise nach Deutschland verpflanzt und später zusammen mit C. A. Wayss die Firma Wayss & Freytag gegründet, der er nach ihrer Umwandlung in eine Aktiengesellschaft bis 1912 als Generaldirektor vorgestanden hat und die unter seiner Leitung eine ausgedehnte und erfolgreiche Tätigkeit auf dem Gebiet des Eisenbetonbaues ausgeübt hat. Die Auszeichnung ist ihm ferner zu Teil geworden „in Würdigung seiner großzügigen Förderung der wissenschaftlichen Erforschung dieser Bauweise“. Es braucht hier nur auf die grundlegenden Versuche und wissenschaftlichen Veröffentlichungen verwiesen zu werden, die mit bedeutenden Mitteln und unter Heranziehung hervorragender Kräfte, wie Prof. Dr.-Ing. h. c. Mörsch, unter der Leitung von Freytag durch die Firma veranstaltet worden sind. —

Inhalt: Die Herstellung von Emscherbrunnen in Eisenbeton. (Schluß.) — Literatur. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Fb. die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Euchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

No 9.

Neubau der Fruchtrohstoff-Fabrik Stahl & Mante in Berlin-Weißensee.

Zu den Industriezweigen, die ihre Vervollkommenung und Entwicklung in erster Linie dem Krieg verdanken, gehört auch diejenige von Obst-Aufstrichmitteln. Die Herstellung wohlfeiler, gutschmeckender und bekömmlicher Marmeladen hat sich u. A. die seit einer Reihe von Jahren bestehende Fruchtrohstoff-Fabrik Stahl & Mante in ihrer an der Großen See-Straße zu Berlin-Weißensee befindlichen Fabrik angelegen sein lassen. Die Erzeugnisse hatten mehr und mehr Anerkennung gefunden und schon vor Beginn des Krieges reichten die zur Verfügung stehenden Räumlichkeiten und Maschinen kaum noch aus. Die einsetzende Butter- und Fettnot, die eine bessere Ausnutzung unserer Obst-Erzeugung zur Folge haben mußte, veranlaßte die Firma Anfang d. J. 1916 daher, die schon früher in Aussicht genommene neue Fabrik zu errichten, für welche das nötige, unmittelbar am Industriebahnhof Weißensee gelegene Gelände bereits erworben war. Der Fabrikbetrieb an der Großen See-Straße erforderte die Beschäftigung von mehr als einem halben Dutzend Gespannen für die Anfuhr der Früchte und die Ab-

fuhr der fertigen Waren zur Eisenbahn, während jetzt das Obst vom Gleisanschluß sofort in die Fabrikräume gelangen kann. Ganze Eisenbahnwagen können nunmehr schnellstens mit den angefertigten Stoffen beladen werden und auch für Stückgüter kommt wegen der Nähe des Industriebahnhöfes nur ein Transportweg von wenigen Schritten in Betracht. Bei der Versorgung mit Kohlen usw. werden natürlich gleichfalls erhebliche Ersparnisse erzielt.

Bei der Anlage der neuen Fabrik, deren Gesamtanordnung aus den Abbildungen 1 und 2 hervorgeht, wurde hauptsächlich darauf Wert gelegt, daß die Beförderung der Rohstoffe bei der Verarbeitung mit möglichst geringem Aufwand an menschlichen und auch maschinellen Kräften geschieht. Die Früchte, die zur Verarbeitung gelangen, werden von den Eisenbahnwagen zu den an der Bahnseite des Gebäudes auf dem Hof befindlichen massiv eingebauten Waschmaschinen geschafft, wo eine nachdrückliche Reinigung erfolgt. Von da aus werden sie durch einen Elevator bis zum Dachgeschoß befördert und dort durch eine Längs-Transportanlage übernommen, um den in der Decke eingebauten Fülltrichtern übergeben zu werden, welche sich in die ein-

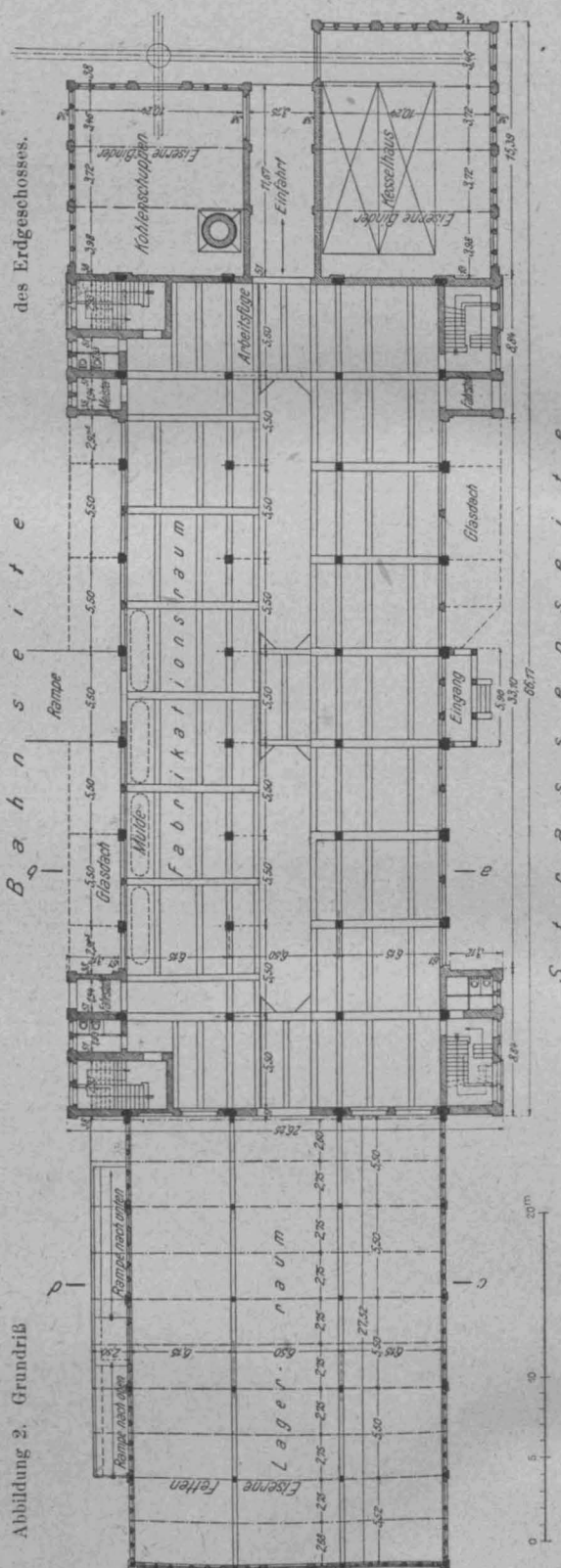


Abbildung 6. Straßenansicht des Fabrikneubaues Stahl & Mante in Berlin-Weißensee.

[illegible]

Der Eisenbetonbau besteht aus zwei Teilen, dem Fabrikbau und dem Lagerhaus. Der Fabrikbau erhielt drei Geschosse und einen Keller, wie in der Abbildung 1 in Querschnitt dargestellt ist. Damit die Eisenbetonarbeiten ungestört von den Maurerarbeiten ausgeführt werden konnten, wurden die Frontpfeiler ebenfalls in Eisenbeton hergestellt. Nur die Zwischenpfeiler der Fenster, welche nicht als Tragwerke dienen, wurden nachträglich in Mauerwerk hergestellt. Die Decken wurden als durchgehende Eisenbetondecken mit Voutenverstärkungen an den Balken ausgebildet. Die Anordnung der Decken geht aus dem Grundriß des Erdgeschosses, Abbildung 2, hervor. Die Stützenentfernung beträgt durchweg 5,5 m. Ueber Erdgeschoß mußten die querlaufenden Unterzüge an der Bahnseite versetzt werden, um die Anordnung der Mulden, deren Lage durch die maschinelle Einrichtung festgelegt war, zu ermöglichen.

Als Nutzlasten wurden festgesetzt: Für den Teil der Kellerdecke, welcher durch das Podium belastet wurde, 1250 kg/qm, für die übrigen Teile der Kellerdecke 1000 kg/qm.



Die Kellerdecke erhielt bei Spannweiten von rd. 2,1 m eine Stärke von 12 cm. Die zugehörigen Balken sind 38 cm hoch (unterhalb der Decke) und 30 cm breit und die Unterzüge 63 cm hoch und 45 cm breit. In den oberen Stock-

werken wurden die Decken 10—11 cm stark, die Balken 34 bis 39 cm hoch und 30 cm breit und die Unterzüge 54 bis 64 cm hoch und 40 bis 45 cm breit. Die Stützen sind im Dachgeschoß 30/30 cm, im Erdgeschoß 52/52 cm und im Keller 72/72 cm stark.

Die Dachdecke wurde zwecks besserer Isolierung als Hohlsteinplatte von 10 cm Stärke hergestellt. Damit die Ausführung und vor allem die Ausschalung schneller geschehen konnte, wurden die 2,75 m freitragenden Steineisenplatten zwischen I-Träger N. P. 22 gespannt, die zufälligerweise schnell beschafft werden konnten. Diese Träger, die in der Mitte um rd. 1,6 m ausragen, fanden ihre Auflagerung einerseits auf dem durchlaufenden Mittel-Unterzug aus Eisenbeton in der Stützenachse, anderseits an dem durchlaufenden Eisenbeton-Fensterbalken an der Dachtraufe.

In der Mitte des Daches befindet sich ein 38,5 m langer Dachreiter mit massiver Dachhaut. Die Dachhaut besteht hier ebenfalls aus einer 10 cm starken Steineisenplatte zwischen kleinen Eisenbeton-Dachbindern, die in 2,75 m Entfernung angeordnet sind und die auf dem Kragarm der vorerwähnten Dachträger N. P. 22 aufsitzen. Im Dachreiter sind seitlich Jalousien und außerdem noch drei große Entlüfter vorgesehen.

Die Treppenhauswände, die während der Ausführung der Eisenbetonarbeiten hoch gemauert wurden, besitzen keine Frontbalken oder -Stützen. Die Treppenläufe und die Podeste mit den zugehörigen Trägern wurden auf das Mauerwerk aufgelagert.

Die aus Abbildung 2 ersichtliche Arbeitsfuge wurde durch die Arbeitseinteilung bedingt. Da außerdem eine teilweise Trennung der Decken durch die großen Aussparungen vorhanden war, erschien es angebracht, diese Trennung in der ganzen Länge durchzuführen. Die notwendige Arbeitsfuge dient somit gleichzeitig als Dehnungsfuge.

Die gleiche Anordnung der Kellerdecke und des Daches wurde in dem anschließenden Lagergebäude beibehalten. Das Lagerhaus besteht aus Keller und Erdgeschoß.

Die Ausführung bringt in bezug auf die Berechnung der einzelnen Bauteile nichts Neues.

Mit den Bauarbeiten wurde im Juni 1916 begonnen. Es war vorgesehen, den nördlichen, an der Bahnseite liegenden Teil des Fabrikgebäudes bis zur Arbeitsfuge am 15. Aug. 1916 zu vollenden, damit die Montage der Maschinen, die in den unteren Räumen schon vorher aufgenommen werden konnte, bis zum 8. September beendet war. Hierdurch wäre es möglich gewesen, einen Teil der im Herbst 1916 zu erwartenden Obstmengen in der neuen Fabrik zu verarbeiten. Eine zeitweilige Holzwand sollte dann diesen Bauteil abschließen.

Nachdem die sehr umfangreichen Erdarbeiten beendet waren, konnte erst Mitte Juli mit dem Aufstellen der Schalungen für die Kellerdecke begonnen werden; trotzdem gelang es, die Frist einzuhalten. Allerdings erwies sich die schnelle Bauausführung als überflüssig, weil die Maschinenfabriken die bestellten Maschinen nicht rechtzeitig liefern konnten. Bei der Ausführung der zweiten Hälfte des Fabrikgebäudes und des ganzen Lagerhauses war deshalb eine besondere Eile nicht mehr erforderlich; auch mußte der Bau längere Zeit in dem strengen Winter 1916/17 stillliegen.

Besondere Vorsicht und Mühe wurde bei der Herstellung des Fußbodens geübt. Die in dem Obst und den Fruchtsstoffen durch Feuchtigkeit und Lagerung entstehenden Fruchtsäuren greifen im Allgemeinen den Beton ziemlich stark an. Es wurde trotzdem ein sehr guter, gebügelter Zementestrich mit Ceresitzusatz gewählt. Außerdem wurde auf die Decken Gefällbeton aufgebracht, der Estrich in Gefälle gelegt und durch Rinnen für Abfluß des Spülwassers gesorgt. Dieser Estrich hat sich bisher im Allgemeinen gut bewährt. Im ersten Obergeschoß, wo die Kochbehälter stehen, wurden die Mulden mit glasierten Fliesen belegt. Dieser Raum ist durch eine Trennwand umgeben, da der Fruchtsstoff beim

Kochen und Umkippen der Behälter sehr weit herumspritzt. In Abbildung 3 ist das Dachgeschoß mit der Vertei-

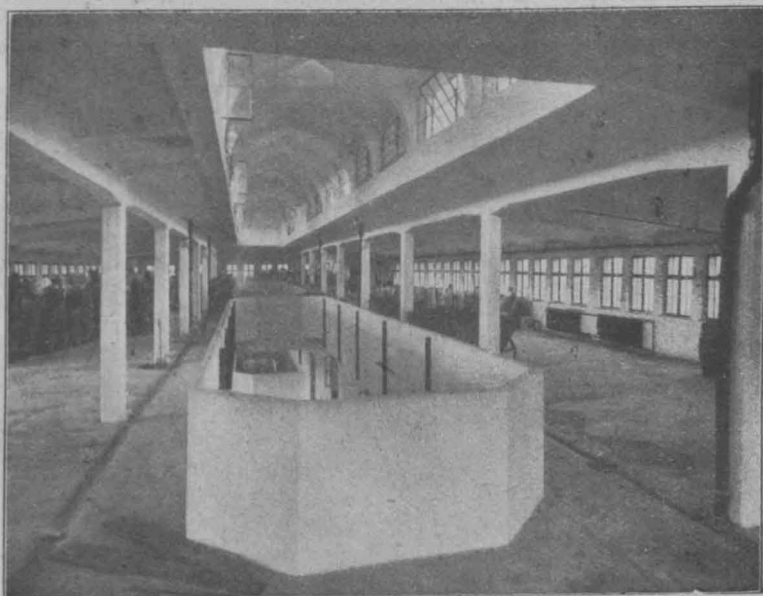


Abbildung 3. Blick in das Dachgeschoß.

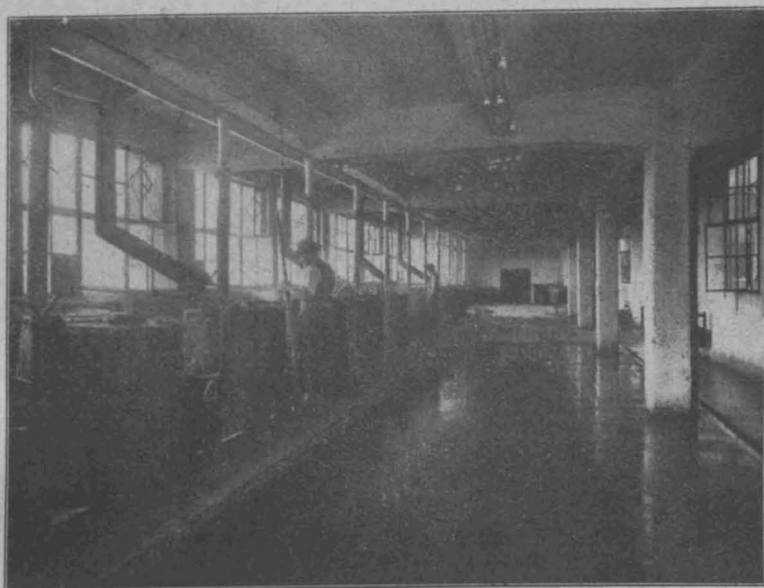


Abbildung 4. Blick in das Obergeschoß mit den Kochbehältern.



Abbildung 5. Blick in das Erdgeschoß mit den Passiermaschinen.

lun gs-Transportanlage ersichtlich. Abbildung 4, S. 55 veranschaulicht die Decke über dem ersten Obergeschoß und die Kochbehälter. Aus der Abbildung 5 ist die Decke über Erdgeschoß mit den versetzten Querunterzügen, sowie das Podium im Erdgeschoß mit den Passiermaschinen ersichtlich. Abbildung 6, S. 53 schließlich stellt eine Ansicht des Gebäudes von der Straße aus dar. Sämtliche Außenfronten des umfangreichen Baues sind mit Edelputz versehen. Die

gut gewählte verschiedenartige Farbentönung des Putzes hebt in vorzüglicher Weise die einfache Gliederung hervor, wodurch die gute architektonische Formgebung des Baues zur vollen Geltung kommt.

Die Ausführung der gesamten umfangreichen Beton- und Eisenbetonarbeiten lag in den Händen der Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin. — Sal.

Vermischtes.

Die 21. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins findet am 15. Mai d. J. in Berlin (10½ Uhr, Hotel Kaiserhof) statt. Sie beschränkt sich ausschließlich auf die Mitglieder des Vereins, Vorträge sind daher nicht vorgesehen. Die Tagesordnung (abgedruckt im Anzeigenteil zu No. 35 der Deutschen Bauzeitung) sieht, neben inneren Angelegenheiten des Vereins, dem Jahresbericht des Vorstandes und des wirtschaftlichen Ausschusses, Berichte über die Arbeiten des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, sowie über die „Deutschen Normen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Hochofenzement“ vor. Es soll ferner Beschluß gefaßt werden über ein Zusammengehen mit dem Beton-Wirtschaftsverband und dem Beton-Arbeitgeber-Verband für Deutschland, sowie über die Mitgliedschaft im Zementverbraucher-Verband. Schließlich sind 60 000 M. in 4 gleichen Jahresraten zu bewilligen zu den Arbeiten des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, Arbeitsplan V. —

Aus den Verhandlungen der 41. Generalversammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“. Die Versammlung, auf der wichtige innere Angelegenheiten des Vereins, Organisations- und wirtschaftliche Fragen verhandelt wurden, fand in diesem Jahre am 27. Februar in Berlin nur im engeren Kreise der Mitglieder statt. Wir berichten daher nur über einige wenige Punkte von allgemeinerem Interesse und verspätet an der Hand der in der Zeitschrift „Zement“ gebrachten Mitteilungen.

Aus den Fragen persönlicher Natur sei hervorgehoben, daß Hr. Dr. Goslich, der dem Verein seit etwa 20 Jahren angehört und nunmehr seine Tätigkeit als Direktor der Fabrik in Zülchow aufgegeben hat, aus dem Vorstände ausgeschieden ist. Im Hinblick auf seine hervorragenden Verdienste um die Arbeiten des Vereins und in dem Wunsche, seine Tätigkeit auch weiter dem Verein zu erhalten, wurde er zum Ehrenmitgliede des Vorstandes ernannt.

Aus dem Bericht des Hrn. Dr. Framm über die Tätigkeit des Vereins-Laboratoriums in Karlsruhe ist zu erwähnen, daß die Zahl der Prüfungsanträge seit 1916 erheblich von 535 auf 1151 angestiegen ist und damit sogar das Jahr 1913 übertroffen hat. Die Prüfungsergebnisse der in üblicher Weise mit 82 Marken von Vereinszementen durchgeführten Jahresproben ergaben für die Mörtelmischung 1:3 eine Zugfestigkeit nach 7 Tagen Wasserlagerung von 11,4—31,8 kg/qcm, nach 28 Tagen bei Wasserlagerung von 20—34,9 und bei kombinierter Erhärtung von 29,1—50,9 kg/qcm. Die bezüglichen Druckfestigkeitszahlen waren 132—413, 193—565, 252—625 kg/qcm. Die Mittelwerte blieben sowohl für die Druck- wie für die Zugfestigkeit etwas hinter den Werten vom Jahre 1916 zurück.

Was das Prüfungswesen im allgemeinen anbetrifft, so ist für die Frage der „Mängelrüge“ die „Kochprobe“ als maßgebliche Prüfung anerkannt worden (vgl. Mitteilungen 1917. S. 162), obwohl sie kein durchaus sicherer Maßstab für die Raumbeständigkeit ist; denn Zemente, die sie nicht bestehen können, wenn sie den Normproben entsprechen, unbedenklich in der Praxis verwendet werden. Ihr Vorzug ist aber die einfache, schnelle Anwendbarkeit auf der Baustelle auch durch den Nichtfachmann. Die Probe ist also vor der Verwendung des Zementes vom Verbraucher durchführbar. Eine endgültige Zurückweisung des Zementes ist allerdings erst zulässig, wenn auch die sorgfältig durchgeführte Normenprobe den Zement als nicht zuverlässig erkennen läßt.

Aus den fachlichen Berichten, die sich auf die Arbeiten des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, die „Normen für Hochofenzement“ usw. bezogen, sei noch eine Erklärung des Hrn. Dr. Goslich über die neuerdings so viel besprochenen Schwindrisse erwähnt. Berichterstatter vertritt die Ansicht, daß solche Schwindrisse nicht bemerkt worden seien, solange der Beton nur erdfeucht, d. h. mit soviel Wasser angemacht, als er chemisch zu binden vermag, eingestampft worden sei und verhältnismäßig lange in der Schalung verblieb. Erst mit der Anwendung des Gießzementes seien die Schwindrisse in erhöhtem Maße aufgetreten, da dieser bedeutend mehr Wasser enthalte, als der Zement chemisch zu binden vermöge, und

diese werde noch durch die dichten Formen am Abfließen verhindert, sodaß nach dem Ausschalen noch Wasser in größerer Menge verdunsten müsse. Das begünstige, bzw. verursache aber nach seiner Meinung das Auftreten von Schwindrisen. —

Nach dem wirtschaftlichen Zusammenschluß der Zementindustrie im „Deutschen Zementbund“ hat nun in einer gemeinschaftlichen Tagung der 3 Vereine für Portland-, Eisenportland- und Hochofen-Zement nun auch in einem „Hauptausschuß der deutschen Zement-Wissenschaft“ ein Zusammenschluß in wissenschaftlicher Beziehung stattgefunden. Diesem Ausschuß gehören die 3 Vereinsvorsitzenden, die 3 Vorstände der Vereins-Laboratorien und der Vorsitzende des Zementbundes an. —

Annahme der Deutschen „Bestimmungen für die Ausführung von Bauten aus Eisenbeton“ in Bayern. Durch Erlass des kgl. bayerisch. Staatsministeriums des Inneren vom 25. März 1918 werden „Oberpolizeiliche Vorschriften für die Ausführung von Bauten aus Eisenbeton“ herausgegeben, die sich in der Hauptsache decken mit den Vorschriften des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ v. J. 1915. Abgesehen von ganz unbedeutenden rein formellen Änderungen an einigen wenigen Stellen sind die Vorschriften wörtlich übernommen. In § 5 wird jedoch neben Portland- und Eisenportland-Zement auch gleich der Hochofenzement zugelassen (was in Preußen jetzt auch geschehen ist), wobei eine Nachprüfung nach 5 Jahren vorbehalten bleibt, und in § 14 wird bestimmt, daß bezüglich der Belastungsannahmen diejenigen der „Oberpolizeilichen Vorschriften“ für die Aufstellung und Prüfung der Tragfähigkeitsnachweise bei Bauwerken zugrunde zu legen sind, die das kgl. bayer. Staatsministerium des Inneren ebenfalls am 25. März 18 erlassen hat. Sie weichen in Bezug auf Gewichts- und Belastungsannahmen und zulässige Beanspruchungen (die sämtlich sehr eingehend spezialisiert sind) in manchen Punkten von den preuß. ministeriellen Vorschriften von 1910 etwas ab. —

Chlormagnesium als Frostschutzmittel bei Verarbeitung von Zementmörtel. Gelegentlich der Untersuchung eines Frostschutzmittels, das sich bei der Analyse als vorwiegend aus Chlormagnesium bestehend erwies, wurden von dem Laboratorium des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ auch allgemeine Versuche über die Wirkung von Chlormagnesium als Frostschutzmittel angestellt, über die der Vorsteher dieses Laboratoriums Hr. Dr. Framm in No. 8, 1918 der Zeitschrift „Zement“ berichtet. Aus 3 normalen Portlandzementen mit einem Erhärtungsbeginn nach 3—4 Stunden und einer Abbindezeit von 5—7 Stunden wurden Mörtelkörper mit Normensand in der Mischung 1:3 hergestellt und zwar einmal angemacht mit reinem Wasser, das andere Mal mit einer Chlormagnesium-Lösung 1:4. Die Körper wurden sofort im Freien bei einer Temperatur von 0 bis —7° C. gelagert und nach 7 bzw. 28 Tagen auf Druckfestigkeit geprüft. Ein Unterschied zwischen den beiden Körpern zeigte sich schon nach 24 Stunden. Die mit Chlormagnesium-Lösung angemachten banden nämlich trotz der unter dem Gefrierpunkt liegenden Temperatur rasch ab und ließen sich schon am nächsten Tag entfernen während das bei den nur mit Wasser angemachten Körpern erst am 3. Tage mit Sicherheit möglich war. Die Druckfestigkeitsprüfung ergab aber sowohl nach 7 wie namentlich nach 28 Tagen für die mit Wasser hergestellten Körper nicht unwesentlich höhere Werte als bei den mit Chlormagnesium-Lösung hergestellten, nämlich i. M. aus den 3 Zementen bei 7 Tagen 205 statt 185, nach 28 Tagen 344 statt 297 kg/qcm. Temperaturen bis —7° C. hatten also den Erhärtungsfortschritt des Portlandzementes nicht zu hemmen vermocht. Der Zusatz mit Chlormagnesium bringt einen Festigkeitsverlust mit sich, hat aber andererseits den Vorteil, daß durch ihn infolge des anfänglich schnelleren Hartwerdens des Mörtels die Ausführung der Zementarbeiten bei Frost bis zu gewissem Grad eine rein mechanische Erleichterung erfährt. —

Inhalt: Neubau der Fruchtrohstoff-Fabrik Stahl & Mante in Berlin-Weißensee. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

NO 10.

Neuere Wasserturm-Bauten in Schlesien und Posen.

Von Dittmar Wolfsohn, Inhaber der Fa. Eisenbetonbau-Ges. Dittmar Wolfsohn & Co. in Breslau.

Hierzu die Abbildungen S. 60 und 61.



rotz Krieg und Kriegsnot hat die Schaffenskraft des Deutschen Volkes nicht geruht. Auf dem Gebiet des Bauwesens ist in den bisherigen 3 Kriegsjahren Erstaunliches geleistet worden. Allerdings entfällt von den in dieser Zeit hergestellten Bauarbeiten wohl der größte Teil auf die den Rüstungs-Betrieben und

besprochen ist. Verfasser hatte von der Schaffung eines derartigen „Duplikates“ abgeraten. Die Vertreter der Gemeinde verharren jedoch auf ihrem gefaßten Be-

sonstigen Heeres-Bedürfnissen dienenden Anlagen. Immerhin ist auch in Friedenswerken das denkbar Mögliche ausgeführt. Besondere Beachtung verdienen dabei die in den östlichen Provinzen geschaffenen Anlagen, welche unweit der russischen Grenze liegen, und für welche die Gefahr „der russischen Dampfwalze“ von nicht zu unterschätzender Bedeutung war. Das Vertrauen auf unsere Heeresleitung war aber so felsenfest, daß die in Schlesien und Posen im Gange befindlichen und während der Kriegszeit begonnenen Bauten, wenn von den ersten Tagen der Mobilmachung abgesehen wird, keine Unterbrechung erfahren haben.

Von den in Schlesien und Posen während des Krieges geschaffenen Bauten seien hier vier Wasserturm-Neubauten herausgegriffen, welche das Interesse des Eisenbeton-Fachmannes und auch des Architekten finden dürften. Es handelt sich um die Wassertürme der Stadtgemeinden Guhrau und Haynau i. Schles., Schildberg i. Pos., sowie eines großen Industriewerkes in Oberschlesien. Drei dieser Türme sind ganz in Eisenbeton, auch in den Behältern hergestellt und nur einer ist mit eisernem Behälter ausgerüstet, sonst aber auch völlig in Eisenbeton errichtet. Die konstruktive Durchbildung und die Ausführung lag bei allen 4 Türmen in den Händen der Eisenbetonbau-Ges. Dittmar Wolfsohn & Co. in Breslau.

I. Der Wasserturm der Stadt Guhrau in Schlesien (Abbildung 1 und 2 a. f. S.).

Der Guhrauer Wasserturm schließt sich infolge eines vom Magistrat der Stadt Guhrau geäußerten Wunsches sowohl in Konstruktion als Aussehen eng an den für die Stadt Wohlau i. J. 1911 vom Verfasser errichteten Wasserturm an, der in No. 11 der „Mitteilungen über Zement-, Beton- und Eisenbetonbau“ der „Deutschen Bauzeitung“ Jahrg. 1913 des Näheren



Abbildung 1. Wasserturm zu Guhrau i. Schl.

schluß, und so entstand das hier in Abbildung 1 in der Ansicht wiedergegebene Bauwerk. Es unterscheidet sich von dem Wohlaue Turm nur in der Ausbildung des Sockels und des Kopfes. Während der Wohlaue Turm für den Sockel eine Ziegelverblendung erhalten hat, ist dieser Bauteil in Guhrau aus Bruchsteinen hergestellt, und zwar wurden diese Bruchsteine aus Findlingen, welche sich in der Nähe der Baustelle vorfinden, durch Sprengen auf der Baustelle zugerichtet. Der Kopf des Guhrauer Turmes ist erheblich höher und zusammengesetzter als der des Wohlaue Turmes ausgebildet, weil der Raum unter dem großen Behälter als Aussichtsgeschoß dienen sollte, dadurch den Wasserturm gleichzeitig zum Aussichtsturm stempelnd. Einzelheiten dieser Kopfausbildung sind in Abbildungen 2a—c dargestellt. Der zentrale Schacht durch den Behälter ist bei dem Guhrauer Turm in Fortfall gekommen. Der Aufstieg nach der Behälterdecke erfolgt hier seitlich durch eine neben dem Behälter in der Decke ausgesparte Öffnung. Sonst sind, wie bereits erwähnt, keine unterschiedlichen Momente gegen den Wohlaue Turm vorhanden. Der architektonische Entwurf stammt wie für den Wohlaue Turm vom Prov.-Bausekr. Klenner in Breslau. Auch für die statische Berechnung gilt hier das beim Wohlaue Turm gesagte. Der Turm hat von Gelände-Oberkante bis zum Fuß der Wetterfahne eine Höhe von 40 m und der Eisenbetonbehälter einen Fassungsraum von 170 cbm. Mit der Ausführung des Bauwerkes wurde im Oktober 1914 begonnen und die Arbeiten wurden im Winter so durchgesetzt, daß der Turm bereits im Mai 1915 in Betrieb genommen werden konnte.

II. Wasser- und Aussichtsturm der Stadt Haynau in Schlesien (Hindenburgturm) Abb. 3a—f.

Die das Stadt- und Landbild beherrschende Lage des Wasserturmes der Stadt Haynau i. Schl., mit dessen Bau kurz vor Kriegsausbruch begonnen wurde, legte gleichfalls den Gedanken nahe, denselben als Aussichtsturm zugänglich zu machen. Aus diesem Grunde ist auch bei den Entwurfsarbeiten, die in den Händen des die Dienstgeschäfte des Stadtbauamtes vertretungsweise wahrnehmenden Reg.-Bmstrs. Fritz Proskauer lagen, auf eine von der üblichen Zweckform abweichende, einfache, im Umriß monumental wirkende Ausbildung Wert gelegt worden.

Wie aus den Abbildungen 3a—e, S. 60 ersichtlich, weist das Bauwerk einen quadratischen Grundriß von etwa 11 m Seitenlänge auf. Die eigentlich tragende 12-Pfeilerkonstruktion ist durch äußere Betonwände von etwa 10 cm Stärke ummantelt und nach außen hin durch Pfeilerlisenen betont. Die gesamte Außenfläche ist werksteinmäßig bearbeitet.

Mit Rücksicht auf eine leichte Besteigbarkeit des Turmes ist eine bequeme Treppenanlage — gleichfalls in Eisenbeton — mit genügenden Zwischengeschossen und Aussichtsmöglichkeiten, z. B. Loggien in halber Höhe des Bauwerkes, vorgesehen worden.

Das dritte Geschoß nimmt den in vorliegendem Fall aus Eisenblech hergestellten runden Behälter von rd. 400 cbm Rauminhalt ein. In den, bei der quadratischen Grundrißgebung des Turmes, dabei entstehenden Eckzwickeln ist die Treppe weiter geführt, die schließlich in eine über den Behälter emporsteigende Wendeltreppe mündet, die ihrerseits den Austritt zur

Plattform des Turmes in 24,5 m Höhe vermittelt. Auf dieser umgibt ein Säulenumgang einen vierseitigen geschlossenen Raum, der den Austritt der Wendeltreppe schützt.

Ein ziegelgedecktes Zeltdach, von 12 Eisenbetonsäulen getragen, bildet den obersten Abschluß. Die ganze Höhe des Turmes beträgt rd. 40 m.

Von besonderem konstruktiven Interesse ist die Art der Auflagerung des Wasserbehälters, der auf Granitblöcken ruht, die ihrerseits auf 8 kurzen, auf Eisenbetonunterzügen aufgestampften Eisenbetonsäulen aufgelagert sind (Abb. 3f, S. 61). Die Baukosten beliefen sich ohne Wasserbehälter auf 45 000 M. Die Bauausführung, die im Juli 1914 kurz vor Kriegsausbruch begann, mußte während der Mobilisierungszeit eingestellt werden und war im Frühjahr 1915 beendet.

Der Turm, dessen Herstellung nach älteren Entwürfen übrigens ursprünglich in Ziegelmauerwerk mit Verblenden geplant war, ist in seiner ersten Formgebung und seinem geschlossenen Gesamtumriß ein neues, weithin sichtbares Wahrzeichen der alten Stadt Haynau geworden. Mit Genehmigung des Generalfeldmarschalls von Hindenburg erhielt das Bauwerk den Namen Hindenburg-Turm und es sollen die Hallen im Erd- und Obergeschoß als Gedenkhallen ausgebildet werden.

III. Wasser- und Aussichtsturm der Stadt Schildberg in Posen. Abbildungen 4—7.

Der Magistrat in Schildberg i. Pos. hatte der ausführenden Firma die Entwurfsaufstellung für den Wasserturm überlassen und forderte nur im Programm eine besondere monumentale Ausgestaltung des Bauwerkes, welche von der sonst für Wassertürme üblichen abweicht. Verfasser entschloß sich daher, für die Turmkonstruktion sowie für die Behälterkonstruktion und die Auflagerung des Behälters das Prinzip zu wählen, welches sich bei dem in Wohlaue errichteten Turm vorzüglich bewährt hatte.

Danach wird durch 8 den Turmschaft bildende Eisenbetonsäulen, welche nach dem Fundamentring zu verbreitert und zur Sicherung gegen Knicke durch Eisenbetonbalken verbunden sind, der Unterbau gebildet. Die zwischen den Eisenbetonsäulen vorgesehenen Balken dienen gleichzeitig zur Auflagerung der Zwischendecke und der Ausführung der Außenwände. Das 250 cbm fassende Wasserbecken ruht gleichfalls frei ohne jegliche Verbindung mit den übrigen Konstruktionen auf einer Eisenbetondecke,

von dieser durch eine Asphalt-Isolierschicht getrennt. Durch den Behälter führt ebenso wie in Wohlaue ein zentraler Schacht, welcher mittels Eisenbeton-Wendeltreppe (Abbildung 5, S. 61) zu besteigen ist. Diese Treppe wurde in der Weise hergestellt, daß die Treppenstufen als Winkelstufen fabrikmäßig gefertigt und dann an Ort und Stelle aufeinander gesetzt wurden. Es ergab sich dadurch eine Spindel mit hohlem Kern, welcher letzterer mit senkrechter Bewehrung versehen und mit Beton ausgegossen wurde.

Für die architektonische Ausgestaltung des Turmes zog Verfasser die Arch. Klein & Wolff BDA., Breslau, zur Mitarbeit hinzu. Diese stellten einen Entwurf auf, der die Genehmigung des Magistrats der Stadt Schildberg mit der Maßgabe fand, daß die Eisenbetonsäulen eine Mindestabmessung von rd. 120 · 150 cm erhalten sollten. Diese Maße wurden dann in der Tat bei

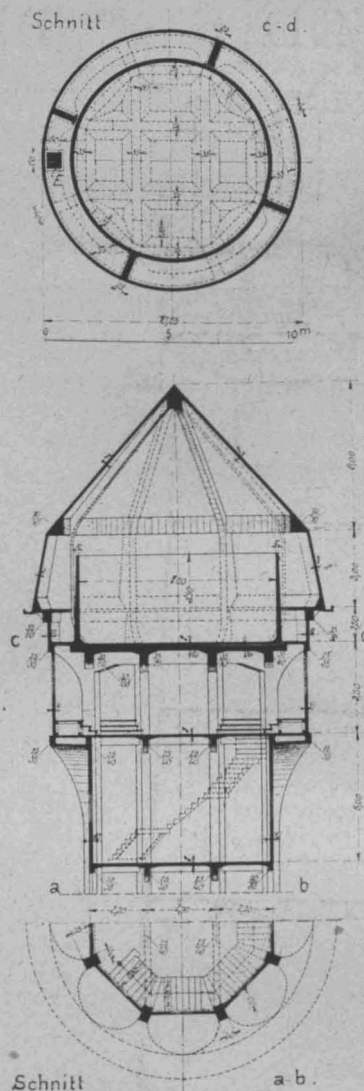


Abb. 2a—c. Ausbildung des Kopfes des Wasserturmes in Guhrau i. Schl.

der Ausführung eingehalten, obgleich sie die statisch erforderlichen Stärken bei weitem überschreiten. Es bestand dementsprechend die Absicht, die Säulen hohl ausführen zu lassen. Dieser Gedanke mußte aber aus Mangel an Zimmerleuten und zur Vermeidung einer Bauverzögerung aufgegeben werden.

Während der Bauausführung wurde in Schildberg von verschiedenen Seiten der Wunsch laut, dem Wasserturm gleichzeitig den Charakter eines Aussichtsturmes zu geben. Da sich diesem Wunsch infolge der bereits vorgesehenen, stark vorspringenden Gesimsplatte (Ab-

pel wirkt. Die Berechnung der Kuppel sowie des Wasserbehälters bietet nichts Neues.

Die Sohle des Wasserbehälters liegt 35 m über Gelände. Die ganze Turmhöhe beträgt von Unterkante Fundament bis Oberkante Kuppel 52,8 m. Die Kuppel ist mit gesinterten Biberschwänzen auf Lattung eingedeckt, die ihrerseits auf in die Kuppel einbetonierten Dübelleisten befestigt ist. Die Ausfachung des Turmschaftes zwischen den Eisenbetonsäulen oberhalb des Erdgeschosses bis zur Kuppel besteht aus Steineisenwänden von Hohlsteinen. Das Erdgeschoß ist massiv

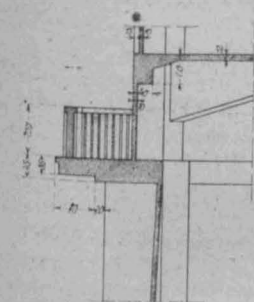
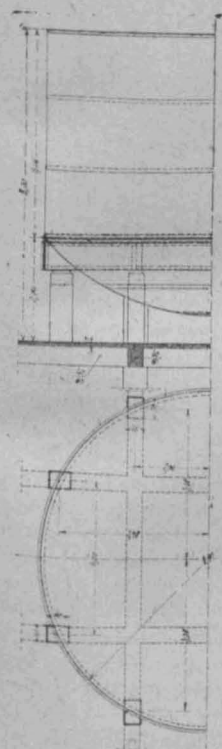


Abbildung 4e.
Schnitt durch die Galerie
und Gesimsplatte.



Abbild. 31. Auflagerung
des Wasserbehälters in
Schnitt und Grundriß.

Hindenburg-Turm
Haynau i. Schl.

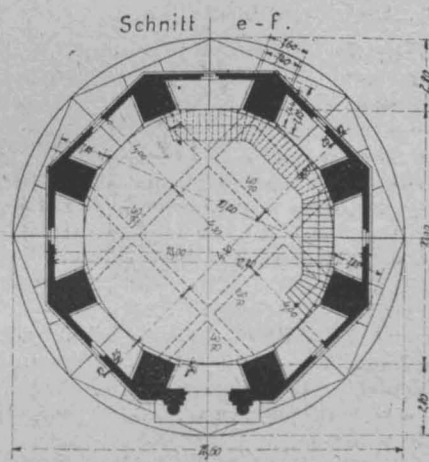
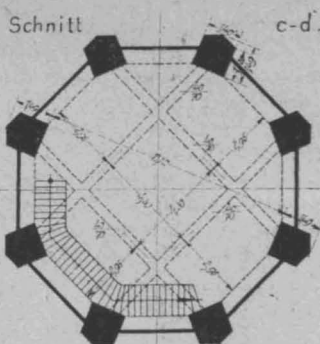
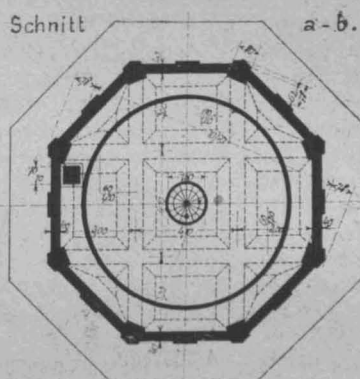
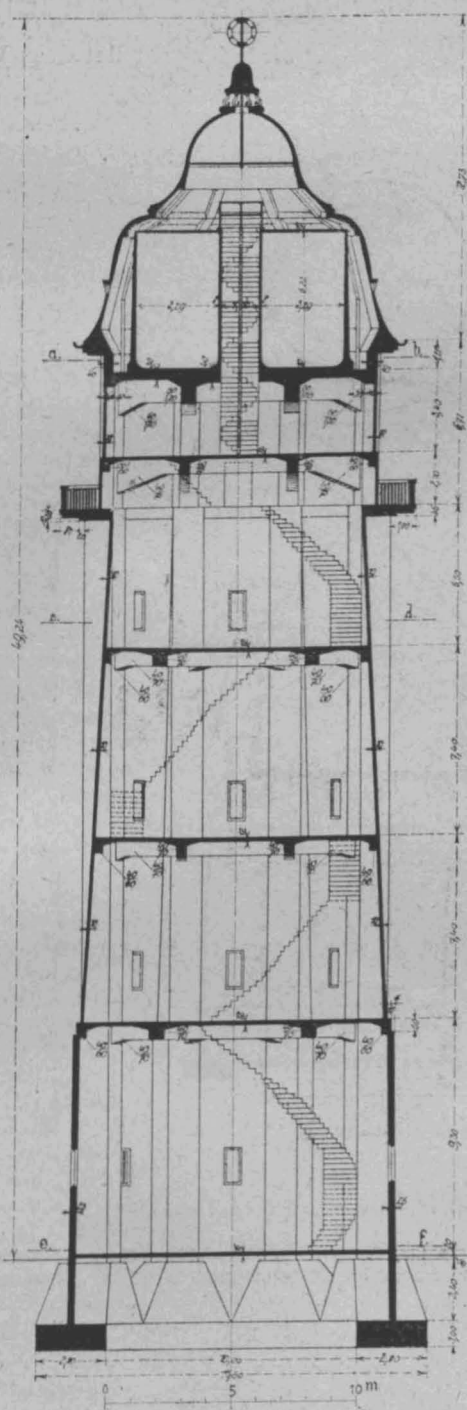


Abbildung 4a-d.

Wasserturm in Eisenbeton
der Stadt
Schildberg in Posen.

bildung 4e) ohne weiteres entsprechen ließ, so wurde die Auskragung etwas vergrößert und das Gesims oberhalb mit einem Eisenbetongeländer versehen. Es entstand somit (entgegen dem ursprünglichen Entwurf, das in Abbildung 6, S. 61, wiedergegebene Bauwerk, das eine Zierde des mit guten architektonischen Gebilden nicht besonders gesegneten Städtchens bildet.

Das den Turm bekronende Dach ist hier ein Kuppelbau. Dieser wurde, wie aus dem senkrechten Schnitt Abbildung 4a hervorgeht, in der Weise ausgebildet, daß die Dachtraufe, gleichzeitig Dachrinne und oberes Turm-Abschlußgesims bildend, als unterer Zugang der Kup-

ausgemauert und mit Eisenklinkern verblendet. Alle übrigen Flächen sind mit Edelputz versehen. Der Beginn des Baues lag im August 1916, und die Arbeiten wurden so gefördert, daß vor Eintritt des Frostes der Rohbau fertig gestellt war und der Behälter bereits in Betrieb genommen werden konnte. Die Arbeiten wurden dann unterbrochen und im Frühjahr 1917 der Ausbau und die Putzarbeiten zu Ende geführt. Abb. 7, S. 61, zeigt den Turm während der Ausführung und zwar in dem Zustand nach der Fertigstellung des Behälters. Die Baukosten stellten sich auf rd. 70 000 M.

(Schluß folgt.)

Von der 21. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“.

Auch diese, am 15. Mai d. J. in Berlin unter dem Vorsitz des Hrn. Ing. Alfr. Hüser, Oberkassel, abgehaltene Versammlung des Vereins beschränkte sich auf die Mitglieder und begnügte sich mit der Berichterstattung und Beratung über eine Reihe von wichtigen Fragen, während von technisch-wissenschaftlichen Vorträgen, wie auf den bisherigen Kriegstagungen des Vereins, gänzlich abgesehen war.

Aus dem Jahresbericht geht hervor, daß die Zahl der Mitglieder mit 255 dieselbe geblieben ist, wie im vorigen Geschäftsjahr, darunter 154 ordentliche, 78 außerordentliche und 23 beratende Mitglieder. Die Anteile sind dagegen von 785 auf 805 gestiegen.

Auf Anregung des „Deutschen Beton-Vereins“ haben ferner Untersuchungen von Kriegsbauten stattgefunden. Bei einer Studienreise in Belgien wurden sowohl reine Kriegsbauten, wie staatliche und industrielle Bauten besichtigt. Das Ergebnis war für den Eisenbeton, der hier in großem Maßstab angewendet worden ist, ein durchaus günstiges. Er hat sich besser als jede andere Bauweise geeignet gezeigt, Schutz zu bieten gegen die Zerstörungswirkung der schwersten Granaten und gegen Fliegerbomben-Angriffe auf die Arbeiten hinter der Front. Ueber das Ergebnis im Einzelnen, das in einem ausführlichen Bericht niedergelegt ist, kann naturgemäß erst nach dem Krieg berichtet werden. Der „Deutsche Beton-Verein“ hat außerdem selbst einen Vertreter nach Belgien ent-

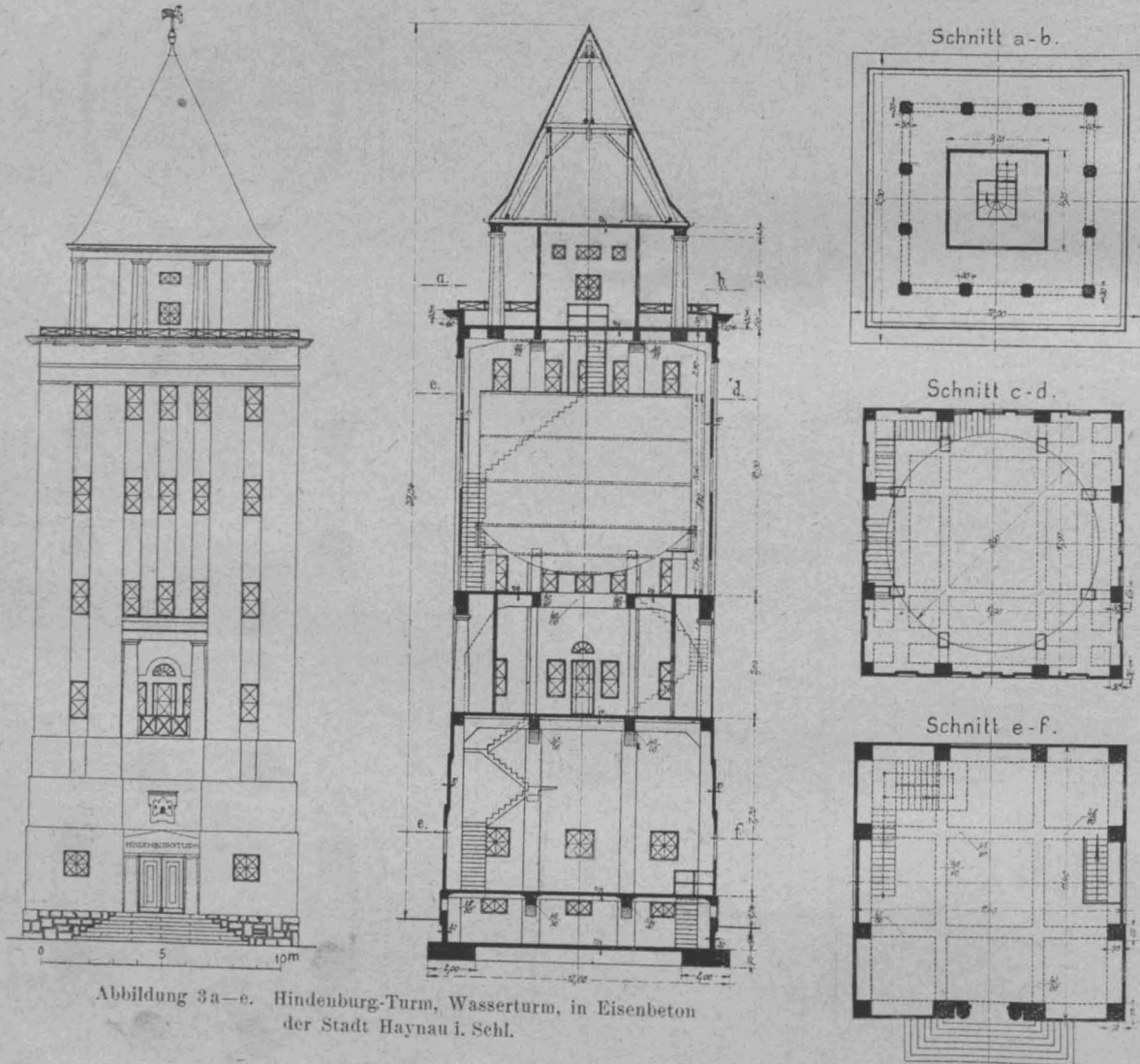


Abbildung 3a-e. Hindenburg-Turm, Wasserturm, in Eisenbeton der Stadt Haynau i. Schl.

Neuere Wasserturm-Bauten in Schlesien und Posen.

Die technischen Ausschüsse des Vereins, der Beton- und der Eisenbeton-Ausschuß, sind im vergangenen Jahr nicht zusammengetreten, der Verein hat sich aber wie bisher durch Vertreter im Arbeitsausschuß des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ an dessen Arbeiten beteiligt. Dieser Ausschluß hat einen neuen Arbeitsplan V aufgestellt, der die Aufwendung von weiteren 300 000 M. erfordert. Er sieht Ergänzungsversuche über die Wirkungen von Schubkräften in Plattenbalken; mit ringsum aufliegenden Platten; Versuche mit durchgehenden Platten und Plattenbalken über mehreren Oeffnungen; mit Bauten, die aus vorher fertiggestellten Eisenbetonteilen zusammengesetzt werden, vor. Die Versuche sollen sich ferner erstrecken auf die Auffindung eines zum dauernden Schluß von Zugrissen geeigneten Mörtels, auf das vergleichsweise Verhalten von Eisen in Beton aus Portland-, Eisenportland- und Hochofen-Zement; ferner auf den Bau von Eisenbetonschiffen und die Untersuchung der Rißfrage bei Eisenbeton-Schornsteinen. Von den Gesamtkosten hat der „Deutsche Beton-Verein“ 60 000 Mark zu tragen, die von der Versammlung bewilligt werden und sich auf 4 Jahre verteilen.

sandt, um diese Frage weiter zu studieren. Auch hierbei ist wertvolles Material gesammelt worden, das nach dem Krieg zur Veröffentlichung kommen soll.

Der Verein hat ferner mitgewirkt bei der Einführung von „Deutschen Normen für einheitliche Prüfung und Lieferung von Hochofenzement“, der Untersuchungen im Material-Prüfungsamt Lichtenfelde, Beratungen in einem vom preuß. Minister der öffentl. Arbeiten einberufenen besonderen Ausschuß unter dem Vorsitz des Ministerialdir. Dr.-Ing. Sympher und eine Studienreise zur Besichtigung von Bauten vorausgingen, die mit Hochofenzement ausgeführt worden sind. Diese Bereisung lieferte ein für Hochofenzement günstiges Ergebnis, die Bauten und das einbetonierte Eisen befanden sich in ähnlicher Verfassung wie bei Herstellung mit anderen Zementen. Durch Erlass vom 22. November 1917 sind die Normen dann bekanntlich eingeführt worden mit der Maßgabe, daß nach 5 Jahren auf Grund der gesammelten Erfahrungen die Frage neu erörtert werden soll. Der Beton-Verein hat den Normen nicht ganz ohne Bedenken zugestimmt. Insbesondere wurde, da der Hochofenzement bei längerer Lagerung in seinen Festigkeitseigenschaften leiden

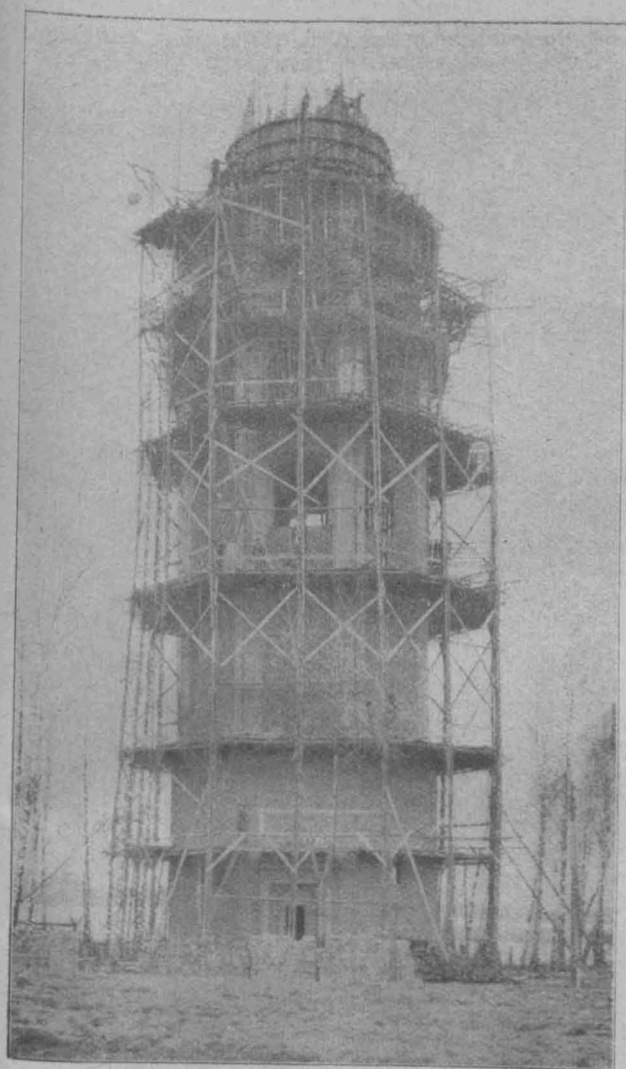


Abbildung 6 und 7. Wasserturm Schildberg in Posen im Aufbau und im vollendeten Zustand.

kann, gewünscht, daß die Herstellungszeit auf den Pakungen kenntlich gemacht werden sollte, was in dem Erlaß zwar empfohlen, aber nicht als zwingende Vorschrift in die Normen aufgenommen worden ist. Der Beton-Verein will auch seinerseits alle Erfahrungen sammeln, die bei der Verwendung von Hochofenzement im Kreis seiner Mitglieder gemacht werden.

Der Beton-Ausschuß hatte schon vor dem Krieg geplant, die Ursache der mit einem österreich. sogen. Spezial-Zement erzielten hohen Festigkeiten, namentlich Anfangs-Festigkeiten, zu ergründen. Der Krieg hat diese Arbeiten unterbrochen, sie sind auch insofern augenblicklich nicht so dringlich, als auch deutsche Zemente diese hohen Werte erreichen. Bei Versuchen in Karlshorst ergaben sich mittlere Festigkeitswerte nach 28 Tagen mit Zementmörtel 1:3, die von 377 kg/qcm i. J. 1913 auf 432 kg/qcm i. J. 1916 ständig gestiegen sind und damit den österreichischen Werten nahe kommen.

Die Frage des Streckens des Zementes mit Traß als eine Kriegsnotwendigkeit hat ebenfalls den Verein be-

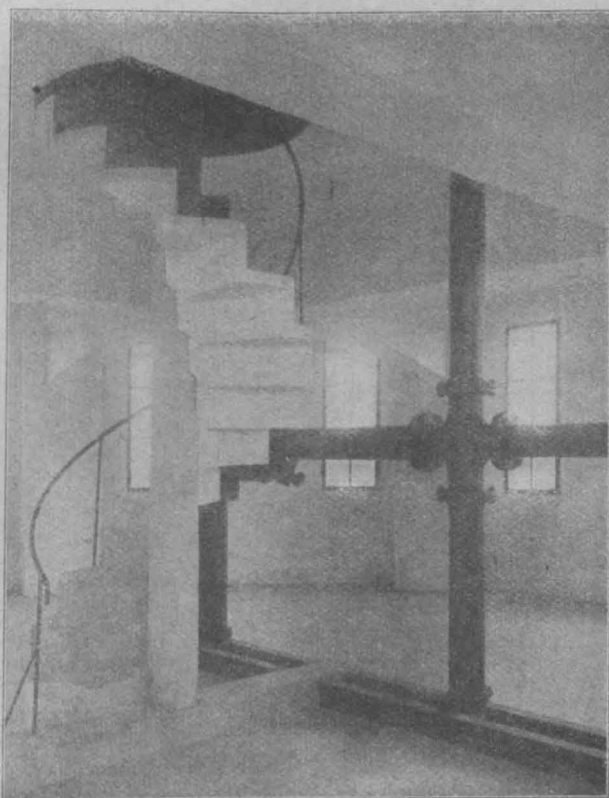


Abbildung 5. Eisenbeton-Wendeltreppe durch den zentralen Schacht des Wasserbehälters.

Neuere Wasserturm-Bauten in Schlesien und Posen.

schäftigt. Der Bericht des Vorstandes erkennt den Traßzusatz innerhalb gewisser Grenzen durchaus als eine gute Aushilfe an, besonders bei Bauten größerer Abmessungen und solchen, die in der ersten Zeit keine hohen Beanspruchungen auszuhalten haben. Bei Bauteilen mit kleineren Abmessungen und solchen, die gleich hoch beansprucht werden, empfehle sich der Zusatz aber nicht, auch sei er nicht ratsam bei Bauteilen, die sehr bald nach Einstampfung ausgeschalt werden müssen. Ebenso wenig könne ein Traßzusatz zum Eisenbeton allgemein gut geheißen werden. Ein Ersatz des Zementbetons lediglich durch Traßkalkbeton ist nur bei gering beanspruchten Fundamenten und untergeordneten Bauteilen zulässig. Bei Herausgabe des Merkblattes über den Zusatz von Traß, das vom Kriegsamt in Verbindung mit dem „Deutschen Traßbund“ herausgegeben worden ist, wurde der „Deutsche Beton-Verein“ gehört.

Der Vereins-Vorstand hatte sich auch mit Anträgen zu befassen, die auf eine Erhöhung der Beanspruchung des Eisens im Eisen-

beton abzielten, nachdem die Beanspruchung des Eisens in Eisenkonstruktionen für Kriegsbauten erhöht worden sind. Nach Einholung einer Reihe sachverständiger Gutachten ist aber von der Einbringung eines solchen Antrages abgesehen worden, da während der Kriegszeit durch Ungleichmäßigkeit des Zementes, Mangel an geübten Facharbeitern und Aufsichtspersonal ohnehin größere Unsicherheiten bezüglich der guten Ausführung vorhanden sind, als in normalen Zeiten, sodaß es nicht ratsam erscheint, durch weitere Heraussetzung der Spannungen des Eisens die Gefahren noch zu vergrößern.

Der Vereins-Vorstand hat sich außerdem noch mit einer Reihe technischer Einzelfragen befaßt. Eine derselben betrifft die Zerstörung des Betons- und Eisen-Betons durch Gaswasser, die durch einen Aufsatz in der Chemiker-Zeitung im Vorjahre angeschnitten worden ist, in welchem eine solche Zerstörung behauptet ist und besondere Vorkehrungen zum Schutz solcher Behälter gefordert werden. Da schon seit den 80-er Jahren vor. Jahrh. eine große Anzahl von Gasbehältern, und zwar bis zu den größten Abmessungen, in Beton hergestellt worden sind, wurde durch Rundfrage bei den Mitgliedern des „Deutschen Beton-Vereins“ festgestellt, wie sich diese Ausführungen verhalten haben. Nirgends wurden Schäden genannter Art beobachtet, trotzdem Schutzanstriche zumeist nicht angewendet worden waren. Wie der Verfasser des Artikels in der Chemiker-Zeitung zugegeben hat, stützen sich seine Ausführungen lediglich auf einen Einzelfall in der Schweiz. Nachdem in den Bau-Fachzeitschriften schon von anderer Seite Entgegnungen zu dem Artikel der Chemiker-Zeitung gebracht worden waren, hat der „Deutsche Beton-Verein“ auf Grund seiner Rundfrage ebenfalls noch eine entsprechende Gegenerklärung veröffentlicht (u. A. „Mitteilungen“ 1918, No. 5, S. 32).

Eine weitere Frage betrifft den Bau von Getreidesilos in Eisenbeton, der in den letzten Jahren vor dem Krieg bereits bedeutenden Umfang angenommen hatte. Die Reichsgetreidestelle hatte nun aber in einigen Veröffentlichungen dem Holz und Eisen für den Bau von Getreidesilos gegenüber dem Eisenbeton den Vorzug gegeben mit der Begründung, daß das Getreide in Eisenbetonsilos leichter Feuchtigkeit annehme und infolgedessen verderbe. Das veranlaßte den „Deutschen Beton-Verein“ mit der Reichsgetreidestelle in Verbindung zu treten und ihr auf Grund von Rundfragen über die Bewährung ausgeführter Eisenbetonsilos nachzuweisen, daß diese Ansicht irrig sei und auf Vorkommnissen beruhen müsse, die nicht mit Bauart und Baustoff, sondern mit der Behandlung des Getreides (Einlagerung in nicht vollkommen trockenem Zustand), in Zusammenhang stehen. Die Reichsgetreidestelle hat sich auch überzeugen lassen und zugegeben, daß Eisenbetonsilos in Bezug auf die Trockenhaltung des Getreides den Silos aus anderen Baustoffen nicht nachstehen, während sie diesen in Bezug auf Sauberkeit und Feuersicherheit in vieler Hinsicht überlegen sind. Die Reichsgetreidestelle wird demnach neue Leitsätze für die Aufbewahrung von Getreide herausgeben und hierbei dem Eisenbeton die volle Gleichberechtigung zuerkennen.

Eine weitere Frage betrifft die Bewährung des Betons und Eisenbetons bei dem Bau von Eiskellern. Eine Umfrage bei den Vereinsmitgliedern hat ergeben, daß sich diese Bauweise auch hier bewährt hat, sofern in vollem Maße den Erfordernissen Rechnung getragen wird, die hinsichtlich trockener Lagerung des Eisens und gutem Schutz vor Wärmewirkung bei Eiskellern unter allen Umständen erfüllt werden müssen.

Von technischen Fragen, die auf der Tagung zur Besprechung kamen, ist schließlich noch zu erwähnen, daß die vom „Deutschen Beton-Verein“ in Gemeinschaft mit dem „Betonbau-Arbeitgeberverband für Deutschland“ aufgestellten Bedingungen für Beton- und Eisenbetonarbeiten (vergl. „Mitteil.“ 1917, S. 83 u. 91) im vergangenen Jahr durch die Mitglieder des Vereins nach Möglichkeit zur Einführung gebracht worden sind und daß sich auch die Behörden und Banfachleute für die Frage lebhaft interessiert haben. Bezüglich der vom „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“ aufgestellten „Bestimmungen für die Ausführung von Bauten aus Eisenbeton“ v. Jahre 1915 ist zu bemerken, daß diese inzwischen in den deutschen Bundesstaaten fast ausnahmslos zur Einführung gelangt sind. Sie gelten jetzt auch in Bayern und Hamburg, wo sie bisher noch keine Annahme gefunden hatten, sodaß nur noch in den Reichslanden und Sachsen-Altenburg eine Entscheidung aussteht.

Während sich der Betonverein in früheren Zeiten nur mit technisch-fachwissenschaftlichen Fragen befaßte, hat schon in den letzten Jahren vor dem Krieg die Behandlung wirtschaftlicher Fragen sich nicht mehr abweisen lassen und schließlich einen immer breiteren

Raum eingenommen, namentlich seitdem ein besonderer wirtschaftlicher Ausschuß, dessen Obmann Hr. Langelott, Cossebaude ist, eingesetzt und ein besonderer Syndicus für diesen, Hr. Dr. Wildner bestellt worden war. Bei den Schwierigkeiten, die der Krieg für die Aufrechterhaltung der Betriebe mit sich gebracht hat und die nach dem Kriege während der Uebergangswirtschaft und auch später in erhöhtem Maße bestehen bleiben werden, gewinnen diese Fragen noch weiter an Bedeutung. Sie allein zu lösen ist der „Deutsche Beton-Verein“ mit seinen Einrichtungen und Mitteln aber nicht in der Lage, es soll daher auf Vorschlag des Vorstandes in Gemeinschaft mit dem „Betonbau-Arbeitgeber-Verband für Deutschland“ ein „Wirtschafts-Verband“ gegründet werden, an den die Einrichtungen des wirtschaftlichen Ausschusses des Vereins übergehen. Die Versammlung erklärt sich mit dieser Neuordnung einverstanden und bewilligt den auf den „Deutschen Beton-Verein“ entfallenden Kostenanteil.

Wirtschaftliche und Rechtsfragen nehmen auch in dem diesjährigen Geschäftsbericht einen breiten Raum ein. Es sind teils Fragen allgemeiner Natur, der Gewerbe- und Sozialpolitik, des Versicherungswesens, des Gerichtswesens, des gewerblichen Rechtsschutzes, des Finanz- und Steuerwesens, des Verkehrs- und Tarifwesens, der äußeren Handels- und Wirtschaftspolitik; teils sind es Fragen, die das Verhältnis zwischen Zement-Industrie und Zement-Verbraucher betreffen, die also die Beton-Industrie ganz besonders angehen. Die Schwierigkeiten, die für die Zement-Verbraucher aus der Zusammenfassung der gesamten deutschen Zement-Industrie im „Deutschen Zementbund“ unter staatlicher Förderung und der damit im Zusammenhang stehenden wiederholten Preiserhöhung des Zementes erwachsen sind, haben andererseits zu einem Zusammenschluß im „Zementverbraucher-Verband“ geführt, dem auch der „Deutsche Beton-Verein“ beigetreten ist, womit sich die Versammlung nachträglich einverstanden erklärt. Eine Hauptfrage, mit der sich dieser Verband zu beschäftigen hat, ist die Abwälzung der Zementpreiserhöhungen auf die Bauherren bzw. die Rückvergütung der Mehraufwendungen, die durch diese Preiserhöhungen dem Unternehmer erwachsen, und gegen die dieser bei der vertraglichen Uebernahme von Bauten geschützt werden soll. Es wird der Erlaß einer betreffenden Bundesratsverordnung angestrebt, der aber bisher nicht erreicht werden konnte. Statistische Erhebungen über die beträchtlichen Summen, die dabei in Betracht kommen, sind im Gange. Eine weitere Frage, welche die Zementverbraucher besonders interessiert, ist die der Lieferungsbedingungen für Zement, besonders auch die Frage der Mängelrüge. Hier ist jetzt bekanntlich in den wesentlichen Punkten zwischen Zementherzeuger und Verbraucher unter Beihilfe der „Reichsstelle für Zement“ ein Ausgleich erzielt, vor allem durch Einführung einer abgekürzten Raumbeständigkeitsprobe (vergleiche Mitteil., Jahrg. 1917, S. 162).

Zu erwähnen sind ferner die Bestrebungen der Betonindustrie, sich hinsichtlich der Ausbildung der Lehrlinge und Facharbeiter auf eigene Füße zu stellen und sich unabhängig von den Einrichtungen und Vorschriften der Handwerkskammer und Innungen zu machen, die nach dem Kriege wieder aufgenommen werden sollen.

Die übrigen Verhandlungsgegenstände betrafen innere Angelegenheiten des Vereins: Rechnungslegung, Vorschlag für 1918, Neuwahl des Vorstandes, der in seiner alten Zusammensetzung wieder bestätigt wird, usw.

Zum Schluß knüpft sich noch eine Aussprache an den Aufsatz von Dr.-Ing. Kleinogel in „Beton und Eisen“ über die „Zukunft des Eisenbetonbaus“, der namentlich Vorschläge macht hinsichtlich der Besserung des Submissionswesens, der schärferen Ueberwachung der Bauten durch Ingenieure der Baupolizei oder durch besondere Ueberwachungsbeamte nach dem Vorbild der Dampfkessel-Ueberwachungsvereine, der Ausbildung der Poliere und Vorarbeiter und schließlich der besseren Ausbildung der Ingenieure für den Eisenbetonbau im besonderen. Einzelnen dieser Vorschläge stimmt der Vorstand des Beton-Vereins zu, mit dem Gedanken eigener Ueberwachungsbeamten und mit der Schaffung besonderer Abteilungen für Eisenbetonbau an den technischen Hochschulen kann er sich aber nicht befrenden.

Zum Schluß teilt der Vorsitzende noch mit, daß die durch die Kriegsverhältnisse in den Vordergrund getretene Frage des Eisenbeton-Schiffbaus auch den Verein näher beschäftigen werde. Es seien Bestrebungen im Gange, in Gemeinschaft mit dem „Germanischen Lloyd“ deutsche Klassifikations-Bestimmungen für Eisenbeton-Schiffe zu schaffen, wodurch dieser neue Zweig der Eisenbetonindustrie einen weiteren kräftigen Anstoß zu seiner Fortentwicklung erhalten würde.

Fr. E.

Ueber Lehnentunnel.

Bei Lehnentunneln in druckhaftem Gebirge (Erde, Sand, Gerölle, loses Gestein) ist die Mittelkraft der aktiven auf die Tunnelröhre wirkenden „Erddrücke“ schief gerichtet, gegen die Lotrechte geneigt. Zur möglichst günstigen Aufnahme und Uebertragung dieser Drücke auf den festen Baugrund sollte dementsprechend der Querschnitt des Tunnelgemäuers ebenfalls geneigt oder unsymmetrisch zur Lotrechten angeordnet sein. Gegen eine derartige Gestaltung besteht jedoch in der Praxis eine allgemeine Abneigung; man zieht es vor, durchweg symmetrische Querschnitte mit lotrechter Hauptachse auszuführen, in der gleichen Weise wie in den normalen Fällen symmetrischer lotrechter Belastung im Inneren des Gebirges. Abgesehen von der größeren Bequemlichkeit für die Planung (Normalisierung) und Ausführung liegt dies zum großen Teil in der Schwierigkeit einer genau zutreffenden Beurteilung der Richtung und der Größe der Erddrücke begründet. Neben den verschiedenartigen, meist nur roh abzuschätzenden Wirkungen der Kohäsion und der Reibung, die noch dazu in der Nähe der Erdoberfläche den wechselnden Witterungseinflüssen, insbesondere des Regens, unterworfen sind, kommt noch, je weiter man in's Innere des Gebirges fortschreitet, die Wirkung von Gesteinsverspannungen*) in Betracht. Die Richtung der Mittelkraft der Erddrücke nähert sich dabei mehr und mehr der Lotrechten, unabhängig von der Größe der Neigung der Bergoberfläche. Man behält aus diesen Gründen lieber die für normale Verhältnisse bewährten symmetrischen Anordnungen bei und vergrößert in den Lehnentrecken zum

genommen. Die Wölbstärke genügt der Forderung, daß unter den über die Erddrücke gemachten Annahmen die Stützlinie nirgends aus dem mittleren Drittel heraustritt.

Im Allgemeinen befindet sich das Tunnelgemäuer in den Lehnentrecken unter ungünstigeren statischen Bedingungen als im Inneren des Berges. Im letzteren Fall kann unter Umständen die erwähnte „Druckausgleichung“ eintreten, die im wesentlichen darin besteht, daß an den gefährdeten Stellen, an denen die Stützlinie gegen den Berg hinauszutreten droht, erhöhte (passive) Erddrücke wirksam werden, welche die Stützlinie im Inneren des Gemäuers festhalten. Nur auf diese Weise läßt sich die Standfestigkeit so mancher scheinbar allzu schwachen Tunnelbauten erklären. Bei Lehnentunneln sind derartige günstig wirkende passive Erddrücke an der Talseite nur in beschränkterem Maße möglich; das Gemäuer muß sich hier im Wesentlichen aus eigener Kraft der Angriffe erwehren können und kräftig und formgerecht ausgebildet sein.

Was die Erzeugung passiver Erddrücke E an der Tunnelwandung anbelangt, so bedarf es hierzu mehr oder minder großer Bewegungen v der Wand gegen den Berg hin. Zwischen E und v besteht eine gewisse, von den besonderen Umständen abhängige Beziehung, $E = f(v)$. Für $v = 0$ ist $E = E_a$ (aktiver Erddruck). Der größtmögliche passive Erddruck, $E = E_p$, wird bei einer bestimmten Verschiebung $v = \delta$ erreicht; darüber hinaus bleibt E konstant gleich E_p , unabhängig von v . Annähernd kann man innerhalb der angegebenen Grenzen setzen $E = E_a + C \cdot v$.

Die Konstante C ergibt sich aus

$$E_p = E_a + C \delta \text{ zu } C = \frac{E_p - E_a}{\delta},$$

$$\text{somit } E = (E_p - E_a) \frac{v}{\delta} + E_a \\ = \frac{E_p v + E_a (\delta - v)}{\delta}$$

Die Größe von δ ist bei gewachsenem Erdreich jeweils am kleinsten; sie wird um so größer, je weiter das Erdreich bei der Bauherstellung gelockert worden ist. Sie hängt nicht nur von den elastischen oder bleibenden Zusammendrückungen der einzelnen Erdelemente (Körner) ab, sondern auch von den elementaren Verschiebungen derselben, von dem besseren Ausfüllen der Zwischenräume infolge des erhöhten Druckes.

Die Verschiebungen v der Tunnelwandung bedingen entsprechende Verformungen (Ausbauchungen) des Gemäuers, die mit inneren Spannungen verbunden sind, und nur in bestimmten, von der Art des Gemäuers abhängigen Grenzen ohne Zerstörung möglich sind. Am besten paßt sich eine dünne Schale aus elastischem, druckkräftigem Material den verlangten Verbiegungen an. Bei dem häufig angewendeten Quadergemäuer aus sprödem Gestein kann die erforderliche Anschmiegung innerhalb angemessener Grenzen durch Öffnen einzelner Fugen und Zusammendrücken des mehr oder minder plastischen Mörtels an der Gegenseite ohne besondere Gefährdung erfolgen; ähnlich, wenn auch minder zuverlässig, verhalten sich Schichten- und Ziegelmauerwerk. Bei Bruchstein- und Betongemäuer dagegen treten i. Allg. schiefe, unregelmäßige Risse und Brüche bei den verlangten Verformungen auf, die leicht eine völlige Zerstörung zur Folge haben können. Hiergegen schützt die Einlage von Eisen, d. h. die Anwendung von Eisenbeton, mit dem man eine verhältnismäßig dünne Schale von großer Verformungsfähigkeit und Festigkeit herstellen kann. Außerdem hat aber Eisenbeton noch den weiteren Vorzug, daß er Zugspannungen aufnehmen kann, daß daher die Stützlinie erforderlichen Falles ohne besondere Schädigungen aus dem Gemäuer heraustreten kann. Dies macht ihn in allen den Fällen besonders geeignet, wo man über Richtung und Größe der zu erwartenden Drücke im Unsicheren ist, wo sich örtliche Druckkonzentrationen herstellen können, wo sich der Erddruck mit der Zeit ändert (z. B. durch Auslaugungen) oder periodischen Schwankungen (wie unt. Umst. bei Lehnentunneln) ausgesetzt ist. Eisenbeton ist hiernach in statischer Hinsicht ein ausgezeichnetes Material für Tunnelbauten, das in vielen Fällen die beste Lösung der Aufgabe ermöglicht. Bezüglich der Anordnung der Eiseneinlagen bei ausgeführten Tunnelbauten wird auf das Handbuch für Eisenbetonbau, Band VII verwiesen. —

Fr. Engeßer, Karlsruhe.

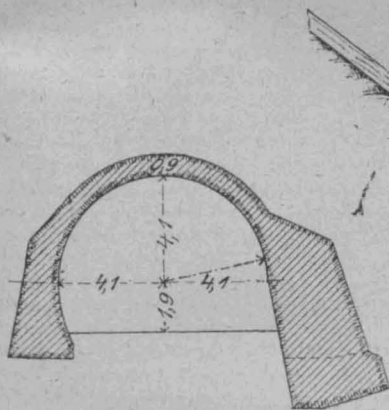


Abbildung 1. Querschnitt.

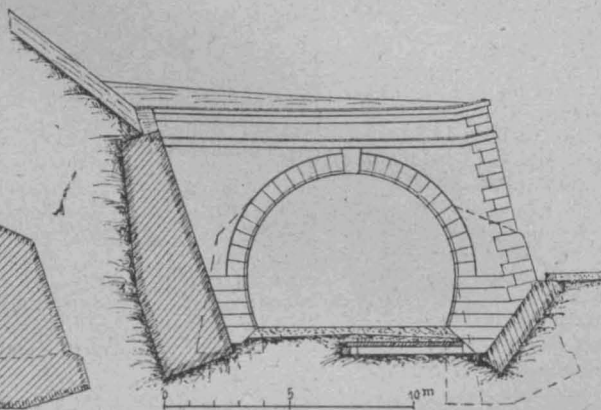


Abbildung 2. Portal des Tunnels.

Schutz gegen die unsymmetrischen Drücke schätzungsweise die Abmessungen des Gemäuers, indem man sich im Uebri- gen auf die günstige Wirkung der „Druckausgleichung“ verläßt**). Allerdings sind bei einem derartigen Verfahren des Oefftern nachträgliche Verstärkungen notwendig geworden. Beispiele hierfür aus neuester Zeit bieten einige Lehnentunnel der Lötschbergbahn (Schweizerische Bauzeitung 1916 I), bei denen sich an dem symmetrisch ausgeführten Gemäuer Beschädigungen zeigten, welche Erneuerungsarbeiten erforderlich gemacht haben.

Von dem üblichen Verfahren abweichend ist bei dem Böttlinger Tunnel der Badischen Staatsbahnlinie Neckar- elz-Jagstfeld in der Lehnentrecke ein unsymmetrisches Tunnelprofil nach dem Entwurf des Verfassers (1878) ausgeführt worden, das sich in seinem vierzig- jährigen Bestehen gut bewährt hat. Abbildung 1 zeigt den Querschnitt des Tunnelgemäuers. Die Tunnelröhre wurde etwa 30 m weit in den Voreinschnitt wegen der daselbst herrschenden ungünstigen Druckverhältnisse vorgeführt. Abbildung 2 zeigt das zugehörige Portal (Nordseite).

Die Querschnittsbestimmung erfolgte mit Hilfe der in der „Zeitschrift für Bauwesen“ 1880 veröffentlichten „Geometrischen Erddrucktheorie“, die anlässlich der vorliegenden Aufgabe aufgestellt worden ist. Hierbei wurde von der günstigen Wirkung einer etwaigen Druckausgleichung durch passiven Erddruck abgesehen und durchweg aktiver Erddruck auf die Tunnelwandung in Rechnung gestellt. Für alle Wandteile, die flacher als die Gleitflächen des unbegrenzten Erdreiches liegen, wurde der Erddruck nach den für letzteres maßgebenden Gesetzen bestimmt; für die steileren Wandteile aber wurde seine Richtung unter dem Reibungswinkel gegen die Wandnormale geneigt an-

*) Vergl. hierüber: Deutsche Bauzeitung 1882 S. 91 „Ueber den Erddruck gegen innere Stützwände (Tunnelwände)“.

**) Vergl. W. Ritter „Die Statik der Tunnelgewölbe“ S. 62.

Vermischtes.

Ein bemerkenswerter Eisenbahn-Viadukt in Stampfbeton von 2,1 km Länge in Wien ist in nur 7-monatlicher Bauzeit und vorwiegend mit Kriegsgefangenen im Laufe des Jahres 1916 als Teil der Wiener Umfahrlinie für den durchgehenden Güterverkehr zwischen den Stationen Jedlersdorf der Nordwestbahn und Leopoldau der Nordbahn hergestellt worden. Die „Zeitschrift des Oesterr. Ing.- u. Arch.-Vereins“ berichtet darüber ausführlich, namentlich auch hinsichtlich der Bauausführung in ihren No. 10–12 d. J. Rücksichten auf die Örtlichkeit und das Stadtbild sowie auf die kurze Bauzeit einerseits und der günstige Umstand andererseits, daß sich im Untergrund an Ort und Stelle ein zur Betonbereitung unmittelbar verwendbares Sand-Schotter-Gemisch vorfand, führten zur Wahl eines Beton-Viaduktes. Gründe der Sicherheit, auch bei späterer Lasterhöhung, die Notwendigkeit mit ungelerten Arbeitskräften zu arbeiten und ästhetische Gründe gaben die Entscheidung für die Ausführung eines gewölbten Viaduktes in Stampfbeton.

Der z. T. in Krümmungen von 1000 und 300 m Halbmesser liegende Viadukt besteht, abgesehen von einigen größeren in Eisen überspannten Öffnungen, aus 112 Gewölben von je 14 m Spw., 3,5 m Pfeil, 8,75 m innerem Halbmesser mit Zwischenpfeilern von 2,2 m und kräftigeren Standpfeilern von 3,2 m Breite auf Betonfundamenten, die die Last unmittelbar auf den guten Baugrund übertragen. Nur an wenigen Stellen wurden Fundament-Verbreiterungen unter Zuhilfenahme von Eiseneinlagen oder Pfählen unter dem Beton erforderlich. Der Viadukt ist 2-gleisig geplant mit i. Allg. 4,2 m Achsabstand der Gleise. Da zunächst nur 1 Gleis hergestellt ist, so wurden 2 getrennte Viadukte nebeneinander gesetzt, deren Zwischenraum mit Kunststeinplatten überdeckt ist. Die Geländer sind ebenfalls mit Kunststeinplatten und Konsolen weit vorgekragt. Ihr Abstand beträgt auf der 2-gleisigen normalen Strecke 8,5 m.

Die Gewölbe haben 0,75 m Scheitel-, 1,10 m Kämpferstärke. Die Pressungen steigen dann nicht über 14,2 kg/qcm. Um die Ribbildung unter dem Einfluß des Schwindens des Betons und der Formänderungen unter dem Einfluß der Temperaturänderungen zu verhindern, wurden die Gewölbe bei der Herstellung in 3 Lamellen geteilt und es wurde in diese Arbeitsfugen am Kämpfer und den beiden Stellen dazwischen 5 mm starke, geteerte Pappe eingelegt, die an den Leibungen um 2 cm zurücktrat, um hier Absplitterungen zu verhindern. Die Fugen gehen auch durch den Zwickelbeton lotrecht hindurch, der durch Aufrauen und Verzahnung mit dem Gewölbebeton im übrigen in feste Verbindung gebracht wurde.

Diese Einlagen haben sich gut bewährt, es zeigten sich trotz Verkürzung der Längen durch Schwinden und Zusammenpressen der Pappe um 3 mm keinerlei Risse und Absplitterungen. Die Abdeckung erfolgte mittels in Asphalt getränktem Gewebe (statt Jute als Ersatz meist sog. Textilose aus Papier mit Baumwollenkette). Alle Stirnansichten wurden mit Vorsatzbeton von 10–15 cm Stärke verkleidet.

Das natürliche Gemenge des Sandschotters ergab nach 6 Wochen eine Festigkeit des Gewölbebetons von 240 kg/qcm i. M., also eine große Sicherheit gegenüber der rechnungsmäßigen Beanspruchung. Nach 14 Tagen ergab sich schon eine Festigkeit von mindestens 105 kg/qcm, sodaß die anfangs auf mindestens 30 Tage festgesetzte Ausrüstungsfrist mit Rücksicht auf die Notwendigkeit der beschleunigten Herstellung ohne Schaden auf 14 Tage abgekürzt werden konnte.

Die Arbeit wurde in 4 Losen von verschiedenen Unternehmern in verschiedener Weise ausgeführt. Der Beton bewegte sich dabei in den Grenzen zwischen erdfeucht und weich, ohne daß sich daraus Unzuträglichkeiten oder Vorzüge für die eine oder andere Betonart ergeben hätten. Eine vor der Inbetriebnahme ausgeführte Belastungsprobe ergab eine elastische Scheitelsenkung von 0,3 mm, ein Maß, das zwischen den rechnungsmäßigen Senkungen liegt, wenn man das Gewölbe einmal als Zweigelenkbogen, das andere mal als eingespannt betrachtet. Eingebaut wurden i. G. 41000 cbm Beton, dazu zahlreiche Kunststeine. Der Preis für 1 cbm Beton stellte sich im Durchschnitt auf 37,74 K., für 1 lfd. m Betonviadukt auf 879 K. und wenn die Erhaltung der Gefangenen berücksichtigt wird auf rd. 1000 K. —

Die Frage der Ribbildung an Eisenbeton-Bauwerken hat nach den bekannten Perkühn'schen Veröffentlichungen über den Befund von Eisenbeton-Brücken in Oberschlesien zu eingehenden Untersuchungen Veranlassung gegeben. So hat die württembergische Staatseisenbahn-Verwaltung eine Reihe von Eisenbeton-Brücken eingehend untersucht (vergl. „Beton und Eisen“ Jhrg. 1917 No. 17–20 und 1918 No. 1–6). Der Befund war ein ähnlicher wie bei den Kattowitzer Brücken. Wie dort war der Rostschutz

des Eisens überall da gut, wo der Beton ein guter war, und wo die Eisen eine ausreichende Betondeckung hatten, waren sie auch da nicht angerostet, wo die Risse bis zum Eisen reichten. Die Ursache der Ribbildung sieht der von Rg.-Bmstr. Wörnle erstattete Bericht teils in fehlerhafter Konstruktion, teils in mangelhafter Ausführung. Als letztere sind zu bezeichnen: Verwendung zu porösen Betons, unsachgemäße Einbringung desselben, Anwendung von Schlemmüberzügen aus reinem Zement, die, zu früh ausgeführt, abbröckelten oder trennend wirkten, unsachgemäße Lagerung der Eisen mit zu geringer Deckung. Die Betonierungs-Abschnitte sind namentlich häufig die Stellen, an denen die erste Ribbildung auftritt. Die Witterungsverhältnisse während der Bauzeit, Setzungen der Fundamente usw. sind natürlich auch von größerem Einfluß.

Auch in der Schweiz ist man mit entsprechenden Untersuchungen vorgegangen, über die in der „Schweiz. Bauztg.“ Jhrg. 1918 No. 8 von Ing. A. Bühler berichtet wird. Es handelte sich um eine Reihe von Brückenbauten der Schweizerischen Bundesbahnen nach verschiedenen Konstruktions-Systemen. (Einfache und durchlaufende Balken, Rahmen-Konstruktionen und Bögen.) Auch hier fanden sich Risse in größerer Zahl (wenn auch nicht entfernt in dem Umfang und in den Weiten wie bei den Perkühn'schen Untersuchungen), die stellenweise auch zu Anrostungen der Eisen geführt hatten. Auch hier handelt es sich jedenfalls z. T. um Kraft- und Schwindrisse, die Höhe der berechneten Zugspannungen reicht aber nicht zu ihrer Erklärung aus. Bei zwei Bauwerken mit besonders hohen rechnerischen Zugspannungen war der Befund sogar ein besonders günstiger. Den Konstruktions- und Ausführungsfehlern ist auch hier der Hauptanteil zuzuschreiben, vor allem mangelhafter Lage und Deckung der Eisen, porösem, mit dem Kernbeton schlecht verbundenem Vorsatzbeton, Betonierungsfugen usw. Die Risse gingen meist von den scharfen Kanten der Träger in der Zugzone aus, der Berichterstatter empfiehlt daher, diese stets abzufasen, bzw. abzurunden. Den Vorsatzbeton solle man möglichst weglassen, jedenfalls aber nicht bei der statischen Berechnung mit in Ansatz bringen. Dichte Betonmischung ist besonders wichtig, um den schädlichen Gasen den Zutritt zu den Eisen zu wehren, es wird daher nicht zu grobkörniges Sand- und Zuschlagsmaterial zu verwenden sein, damit auch bei plastischem Beton keine Entmischung eintritt, im übrigen rät Berichterstatter dazu, wieder zu weniger wasserhaltigen Betonmischungen zurückzukehren. Außerdem wird auf die Verwendung eines möglichst wenig schwindenden Zementes und wenig poröser Zuschläge, sowie die Ausführung bei kühler Jahreszeit und Verhinderung vorzeitigen Austrocknens als Maßregeln hingewiesen, die Ribbildungen entgegen wirken. Um das Rosten der Eisen zu verhüten, wird die Einlage rostfreier Eisen evtl. mit Schutzanstrich empfohlen (so weit dieser die Verbundwirkung nicht stört) oder die Beimischung besonderer Schutzsubstanzen zum Beton (z. B. Chromsalze nach Zschokke), sowie die Anbringung von Schutzanstrichen auf dem Beton in ungünstigen Fällen. Als besondere konstruktive und Ausführungs-Maßregeln werden in Vorschlag gebracht: einfachste Bauformen, steife Rüstungen, dicht schließende Schalungen, Vermeidung zu hoher, nach Einlegung der Eisen mit der Hand nicht mehr zugänglicher Schalungsformen, in sich steife und sicher gelagerte Eisengerippe, reichliche Ueberdeckung der Eisen und Vermeidung von Anhäufung der Eisenmassen, auskragende Fahrbahn, die das Bauwerk gegen Durchnässung schützt und gute Abdeckung und Entwässerung der Fahrbahn.

Das sind, abgesehen von der Frage der Schutzanstriche und Beimischung von Schutzsubstanzen, über welche die Meinungen wohl recht auseinandergehen dürften, alles Vorschläge, die bei sorgfältiger Ausführung zweifellos Beachtung finden sollten. —

Literatur.

H. Flach. Der Bau massiver Brückenpfeiler mit Preßluftgründung. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin 1917.

In unserer Besprechung in No. 7 ist der Preis dieser Veröffentlichung durch einen Druckfehler mit 4,30 M., statt mit 4,50 M. angegeben.

Inhalt: Neuere Wasserturm-Bauten in Schlesien und Posen. — Von der 21. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“. — Ueber Lehnentunnel. — Vermischtes. — Literatur.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

№ 11.

Neuere Wasserturm-Bauten in Schlesien und Posen.

Von Dittmar Wolfsohn, Inhaber der Fa. Eisenbetonbau-Ges. Dittmar Wolfsohn & Co. in Breslau.
(Schluß.) Hierzu die Abbildungen S. 68 und 69.

IV. Wasserturm für ein Industriewerk in Oberschlesien.



us dem Rahmen der 3 bisher besprochenen Türme und wohl überhaupt der bisher ausgeführten Eisenbeton-Wassertürme fallen die sehr bedeutenden Abmessungen dieses Bauwerkes stark heraus. Hat doch der obere in 31 m Höhe über Gelände aufgelagerte Behälter, der wie das gesamte übrige Bauwerk ganz in Eisen-

beton ausgeführt wurde, einen Fassungsraum von 2000 cbm. Unter diesem Behälter ist noch ein Trinkwasserbehälter von 150 cbm und im Erdgeschoß ein Ozonisierungsbehälter von gleichfalls 150 cbm Inhalt angeordnet, sodaß im Turm zusammen 2300 cbm Behälterraum vorhanden sind. Die Abb. 8a—d, S. 68, 8e—f, S. 66 zeigen das Bauwerk in Ansicht, Grundrissen und Schnitt.

Die Baugrundverhältnisse stellten sich als außerordentlich ungünstig heraus. War an und für sich mit Rücksicht auf die bergbaulichen Verhältnisse in Oberschlesien gewisse Vorsicht geboten, so zeigte sich bei den Schachtarbeiten, daß die Baugrube zum Teil in

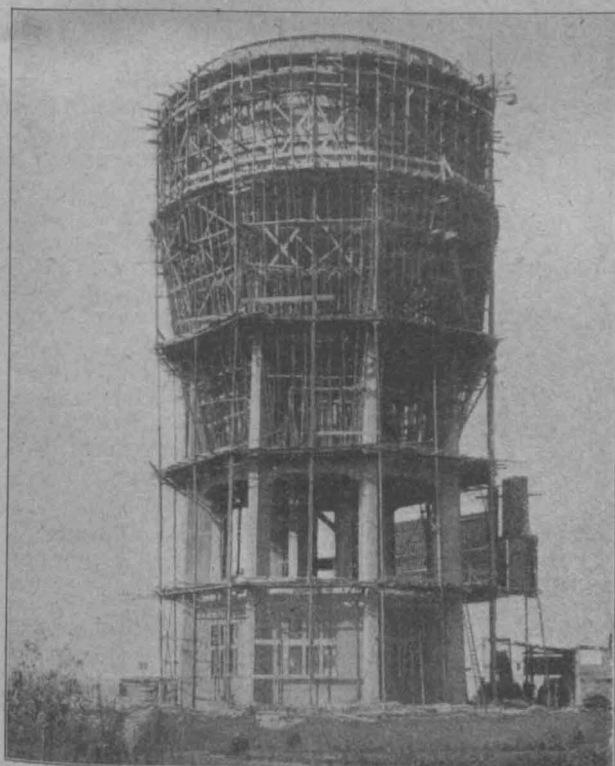


Abbildung 11a und b. Wasserturm für ein Industriewerk in Oberschlesien mit Eisenbetonbehälter von 2000 cbm Fassungskraft im Bau und vollendet.

einen ausgebeuteten Kalksteinbruch zu liegen kam. Die eine Seite des Turmes stand mit der vorgesehenen Fundament-Unterseite auf gutem Baugrund, während auf der entgegengesetzten Seite erst bei 8,30 m Tiefe guter

Untersicht der Decke unter dem Trinkwasserbehälter.

Blick gegen die Behälterdecke.

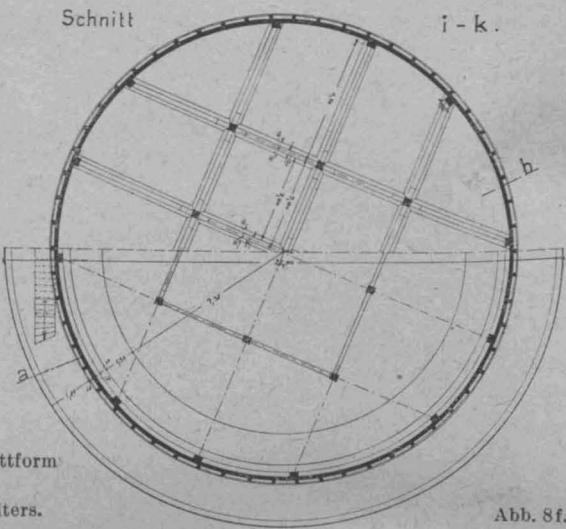
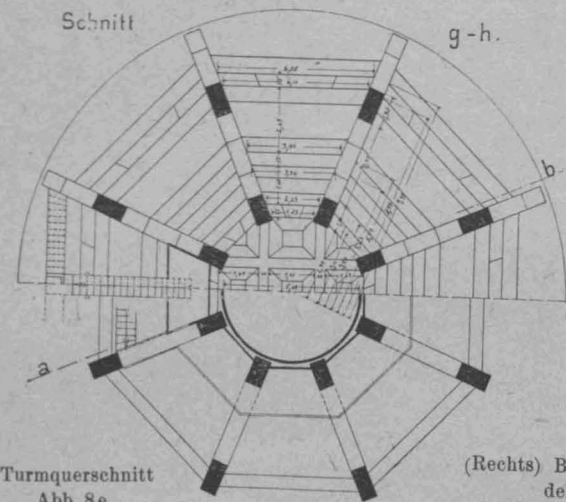
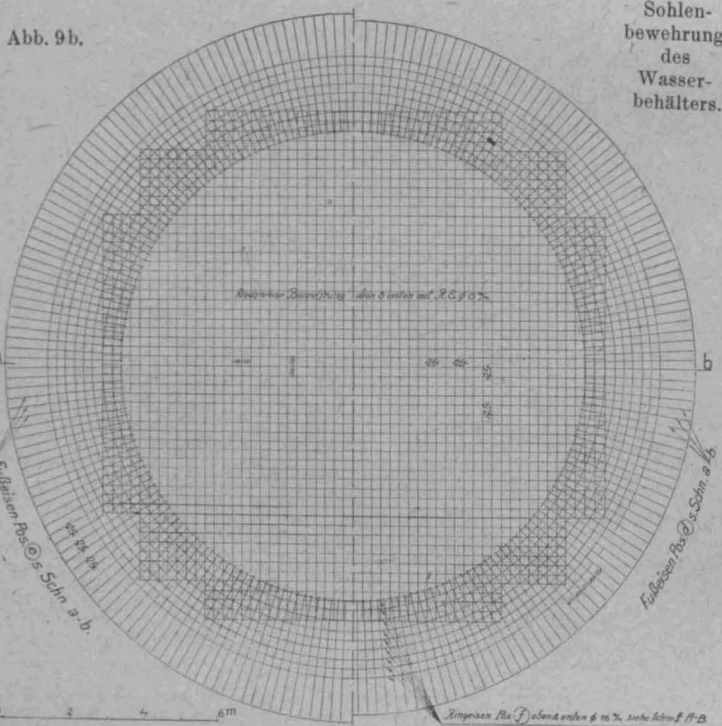
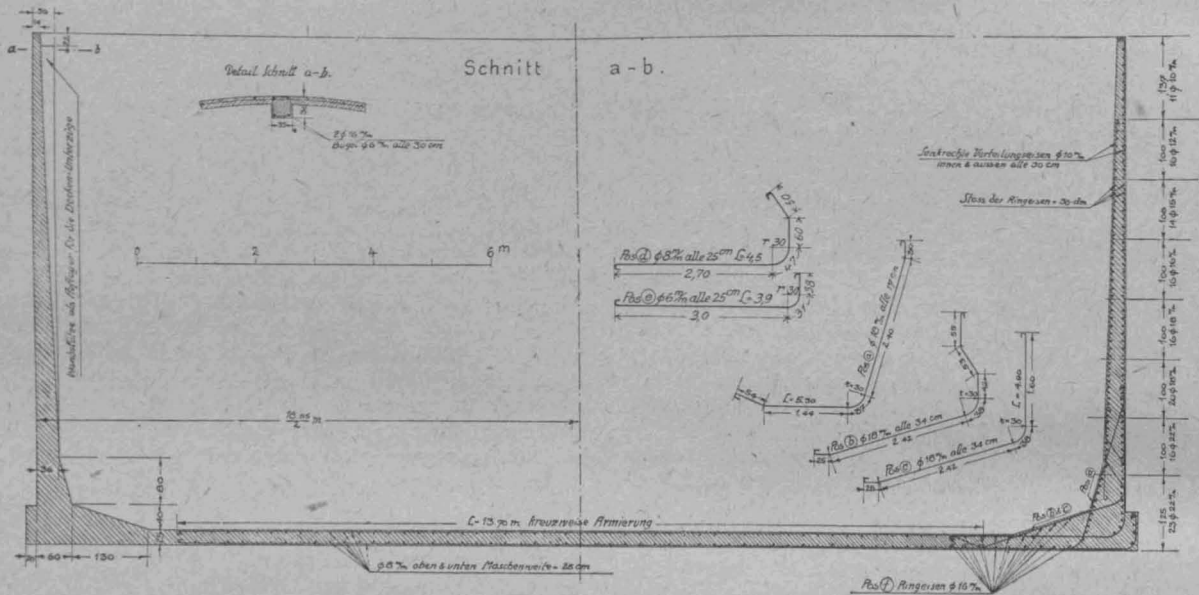


Abbildung 9a. Einzelheiten des Behälter-Querschnittes.



Sohlenbewehrung des Wasserbehälters.

Baugrund (Felsen) gefunden wurde. Es wurde die Gründung daraufhin so durchgeführt, daß die gesamte Baugrube bis auf den Felsen ausgehoben und vollständig mit Beton 1:12 bis Unterseite der vorgesehenen Fundamentplatte ausgefüllt wurde.

Auf diese Betonauffüllung kam dann erst die eigentliche 1,5 m starke und eisenbewehrte Betonringplatte zu liegen. Von einer durchgehenden bewehrten Platte wurde abgesehen, nachdem sich durch Berechnung herausgestellt hatte, daß die äußeren Säulen 1,53 mal schwerer belastet waren als die inneren. Bei einer Bodendruckverteilung unter 60° ergab sich zwischen der äußeren und inneren Säule eine gute Uebereinstimmung des Bodendruckes auf die den beiden Stützenfüßen zugewiesenen Bodenflächen des Plattensegmentes.

Die größte Bodenpressung in dem der Windrichtung entgegengesetzten Plattensegment beträgt 2,20 kg/qcm. Diese Belastung wurde der Berechnung des Plattenringes und der beiden polygonalen Balkenkränze zugrunde gelegt. Die sich von Säule zu Säule spannenden Kopfbalken wurden als vollkommen eingespannt berechnet. Ihre Abmessungen gehen aus den Schnitten

hervor. Die Säulen stoßen unten mit pyramidenartig ausgebildeten Füßen auf die Kopfbalken und sind mit besonders starken Fußisen mit letzteren verbunden.

Bei Bemessung der Säulen wurde die größte Belastung, hervorgerufen infolge Windmomentes, zugrunde gelegt und zwar beträgt diese

für die äußere Säule $P_a = 460$ t, ohne Wind = 403 t,

„ „ innere „ $P_i = 285$ t, ohne Wind = 263 t.

Die Säulen erhielten eine Längsbewehrung von 0,8%. Die Verbügelung bestand aus \ominus 6 mm Umfangs- und Querbügeln alle 20 cm, wobei jeder zweite Bügel durch besondere Diagonalbügel verstärkt wurde. Die Beanspruchung des Materials am Fuße der Säule betrug nach der gewöhnlichen Dimensionierungsformel

für die äußere Säule $\sigma_b = 35$ kg/qcm,

„ „ innere „ $\sigma_b = 24,5$ kg/qcm.

Die in radialer Richtung liegenden inneren und äußeren Säulen werden in jedem Geschöß durch die Radialbalken zu zweistieligen Rahmen verbunden, denen man in der Konstruktion besonders Rücksicht getragen hat. Die tragende Decke unter dem großen Behälter ist ganz unabhängig vom Behälter ausgebildet. Die Unterzüge wurden mit einer teilweisen Einspannung berechnet.

Die Exzentrizität der Mittelkraft bei einem Windmoment von 1729 mt und leeren Behältern betrug $e = 0,544$ m. Die Standsicherheit bei leeren Behältern wurde zu 18,7 ermittelt.

Bei Konstruktion des Behälters hat sich Verfasser auf Grund seiner Erfahrungen dem für Wohlauf, Guhräu und Schildberg gewählten System — nämlich vollständige Trennung zwischen tragender Decke und Behälter — angeschlossen und zwar von der Voraussetzung ausgehend, daß bei etwaigen Setzungen des Bauwerkes der Behälter, ein ganz selbständiges Glied für sich bildend, nicht in Mitleidenschaft gezogen werden solle. Anderseits war eine Einspannung der Behälterwand in die tragende Decke infolge Anordnung des Umganges und der dadurch erschwerten Ausführung und mit Rücksicht auf den monolithischen Charakter des Materials, welcher letzterer für den Behälter nach Möglichkeit gewahrt bleiben mußte, nicht gut vereinbar. Es blieb deshalb beim vorerwähnten System.

Für die Berechnung der Ringzugspannungen des Behälters, Abbildungen 9a und b, wurden folgende Beanspruchungen festgelegt:

$\sigma_c = 1000$ kg/qcm, $\sigma_{bz} = 15$ kg/qcm, $n = 10$.

Die untere Wandstärke ergab sich danach ohne Rücksicht auf das Einspannmoment zu $d = 40$ cm, während die Wandstärke am oberen Rand aus praktischen Gründen zu 14 cm ausgenommen wurde. Das Einspannmoment wurde graphisch nach Maillart (s. Handbuch für Eisenbeton, Band III, Teil 1 u. 2, S. 410) zu 11,19 mt

ermittelt. Für die Dimensionierung der Behälterwände wurden die zulässigen Spannungen gewählt zu

$\sigma_c = 1200$ kg/qcm, $\sigma_b = 30$ kg/qcm.

Zur Aufnahme des Einspannmomentes wurden besondere Fußisen eingelegt (Abbildung 9a), welche sich wider Erwarten rasch und leicht zwischen die schon bestehende Schalung einbringen ließen. Von einer Beschränkung der Ringisen auf Kosten des Einspannmomentes wurde vorsichtigerweise abgesehen, da ja mit einer vollkommenen Einspannung der Behälterwand in der schwachen nur 25 cm starken Sohle nicht zu rechnen war.

Um ferner die von der Auflagerreaktion der Wand in der Sohle hervorgerufenen Ringspannungen aufzunehmen, wurden an der Peripherie der Sohle einige Ringisen eingelegt (Abbildung 9b). Die Bewehrung der Behälterwand geht aus Abbildung 9a hervor.

Die Sohle erhielt eine doppelte und kreuzweise Bewehrung. Die beiden Netze wurden durch besondere Fußisen mit der Wand verbunden. Abb. 10, S. 69, läßt die Anordnung der Bewehrung bei Herstellung der Behältersohle erkennen.

Die Säulen für die Abschlußdecke wurden so gestellt, daß sie auf die Radialbalken der Tragkonstruktion zu liegen kamen. Die Dichtung des Behälters geschah mit einem 4 cm starken auf das sorgfältigste gebügelten und geglätteten Zementputz 1:3. Außerdem erhielten die Behälter einen zweimaligen Anstrich mit Inertol. Die äußere Isolierung des Behälters wurde aus rein ästhetischen Gründen von dem Auftraggeber aus Drahtglas angeordnet. Die isolierende Luftschicht ist 17 cm stark.

Die Abbildungen 11, S. 65, und 12, S. 69, zeigen den Turm während der Ausführung und nach Fertigstellung.

Die Füllung des Behälters wurde am 25. Januar ds. Js. vorgenommen. Die an den vorerwähnten gefährlichen Stellen des Fundamentes gemachten Widerlagermessungen zeigten nicht die geringste Einsenkung. Die Dichtung hat sich bewährt, denn es zeigte sich bis jetzt nichts, was auf Undichtigkeit schließen ließe.

Die Ausschachtungsarbeiten für den Bau des Turmes wurden bereits im Januar 1917 begonnen, gingen aber mit Rücksicht auf die schlechten Baugrund-Verhältnisse, den strengen und andauernden Frost nur sehr langsam vorwärts. Erst im April 1917 konnten die Arbeiten mit ganzer Kraft gefördert werden und es wurde bereits Ende September 1917 die Decke über dem großen Behälter fertig gestellt. Es waren dann nur noch die Ummantelungen, die Rohranlage, ein Teil der Treppen usw. auszuführen. Die Gesamtbaukosten, einschließlich Betonarbeiten für die im Erdgeschoß und Kellergeschoß des Wasserturmes untergebrachte Sterilisierungs- und Oxydationsanlage einschließlich Rohreinführung usw. haben rd. 300000 M. betragen.

Dünne Betondächer auf Eisenkonstruktion.

Von Privatdozent Dr.-Ing. A. Kleinogel, Darmstadt, z. Zt. im Felde.



Während die vom 24. Mai 1907 ab maßgebend gewordenen amtlichen Vorschriften in den Leitsätzen für die statische Berechnung keinerlei Berücksichtigung der Einflüsse des Schwindens und der Wärmeschwankungen verlangten, enthalten die neuen „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“ vom 13. Januar 1916 einen besonderen § 15, dessen Inhalt und Fassung dem Fortschritt unserer Erkenntnis und Erfahrung entsprechende Rechnung trägt. Daß der neu aufgenommene Paragraph geeignet ist, künftig mancher gedankenlosen und mangelhaften Ausführung zu steuern, ja daß sein Wortlaut namentlich auch hinsichtlich der, meistens verhältnismäßig schwachen und oft besonders dem Witterungswechsel ausgesetzten Eisenbetondächer noch eine Ergänzung erfahren sollte, möge an einem besonders eindrucksvollen Fall näher besprochen werden, dessen Entstehung in die Zeit kurz vor Inkrafttreten der neuen Verordnung fällt und deren Folgen seither die Beteiligten unangenehm beschäftigen.

Es handelt sich um die Dachkonstruktion einer großen Maschinenhalle von rd. 27/108 m Grundriß mit abgewalmtem Satteldach und einigen Oberlichtern. Die Tragkonstruktion besteht aus einer Anzahl vollwandiger

eiserner Hauptbinder in 7,5 m Abstand mit darüber gelegten eisernen Pfetten N. P. 24 in einer gegenseitigen Entfernung von 1,75 m. Ueber diese Pfetten weg, vom Oberflansch 3 cm nach unten und ebensoviel nach oben, mit kurzen steilen voutenförmigen Anschlüssen an die Unterflanschen, spannt sich eine durchweg 6 cm starke, eisenbewehrte Bimsbeton-Dachhaut unter rd. 42° Neigung gegen die Wagrechte. (Vgl. Abb. 1, S. 70.) Die Dachtraufe des im übrigen massiven Gebäudes liegt auf rd. 17 m, der First in 26,5 m Höhe über dem Boden; ferner ist wesentlich, daß die Gebäudeachse von Südost nach Nordwest gerichtet ist, Abb. 2, S. 70, sodaß die eine volle Fläche des Daches ausgesprochen nach der Wetterseite, d. h. nach Südwesten, liegt. Die Herstellung der Dachhaut geschah vom Februar bis August 1915; über die damals vorhandenen Witterungsverhältnisse und deren Wechsel liegen Angaben nicht vor. Trotzdem nun dieses dünne Dach in seiner ganz ausnahmsweise ungünstigen Lage nach außen nur einen Ruberoidbelag von rd. 2,5 mm Stärke bekam, wurde die gesamte Dachfläche ohne jede Bewegungsfuge zur Ausführung gebracht!

Die Folge waren hunderte von Rissen, senkrecht zu den eisernen Pfetten, d. h. senkrecht zur Längsachse des Gebäudes, parallel mit den Hauptbindern und zwar war

der Einfluß des Schwindens und des Wärmewechsels so ausgeprägt, daß sogar der ungleich elastischere Ruberoidbelag zum Teil in Mitleidenschaft gezogen und das Dach an mehreren Stellen undicht wurde. —

1. Die Nachprüfung der statischen Berechnung und Ausführung der Eisenkonstruktion ergab keinerlei An-

Pfettenmitte berechnete größte Durchbiegung zu 1,88 cm (ohne rechnerische Berücksichtigung der Betonplatte), also größer als 1,5 cm = $\frac{1}{500}$ der freien Spannweite der Pfetten. Unter Einrechnung der Betonplatte liegt aber die neutrale Achse noch unterhalb Unterkante Betons, sodaß also bei der Durchbiegung Pfetten Zugspannungen im Beton, d. h. in der

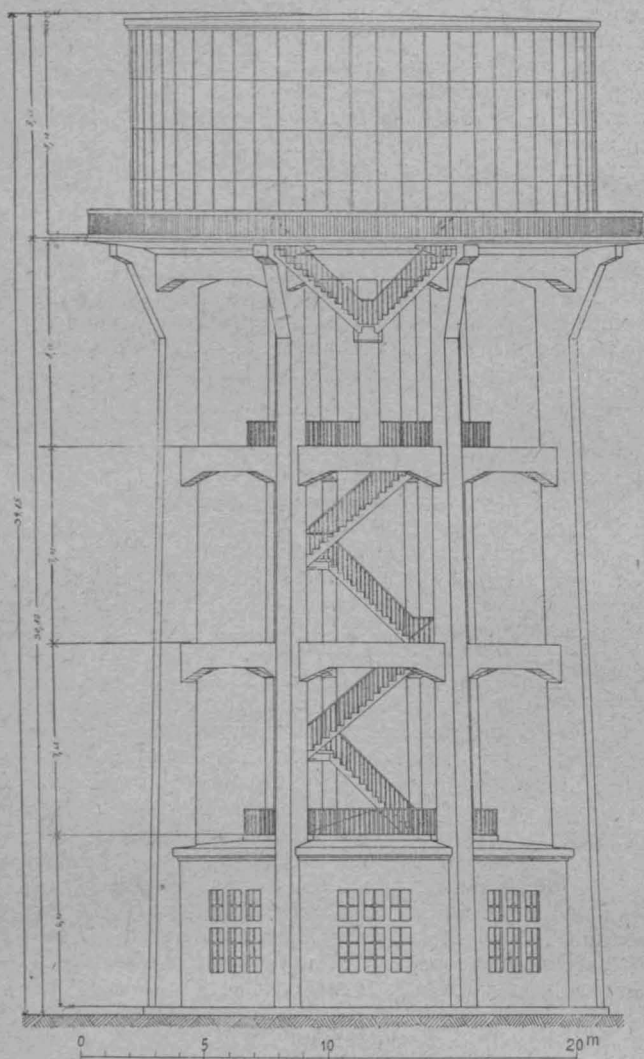


Abbildung 8a. Ansicht.

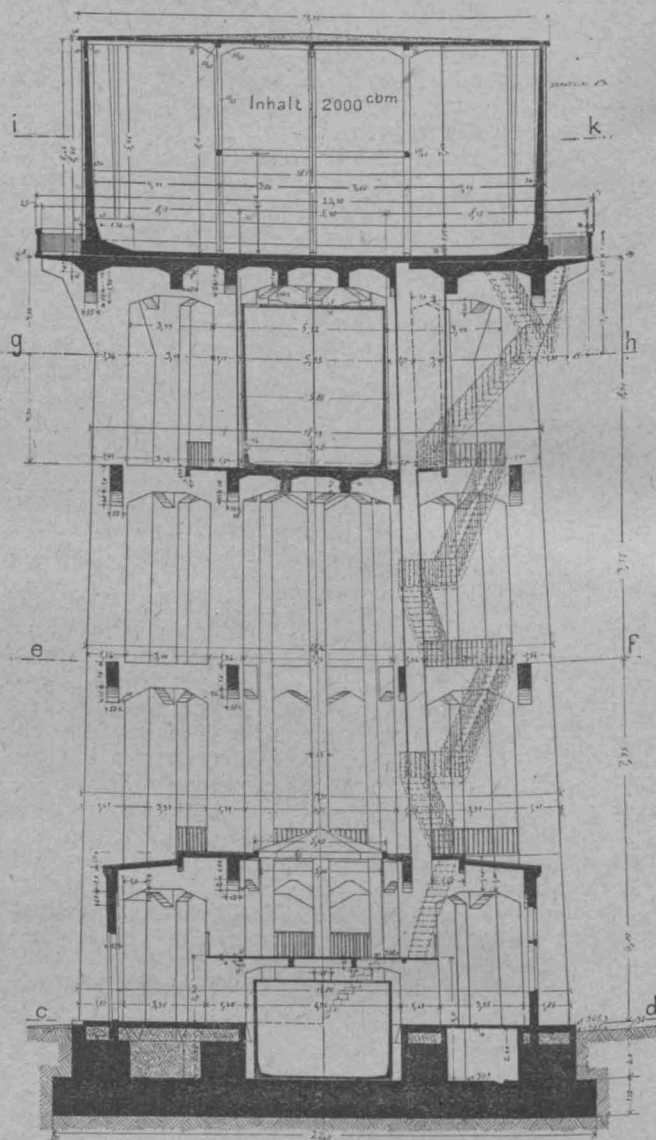


Abbildung 8b. Senkrechter Schnitt nach a-b.

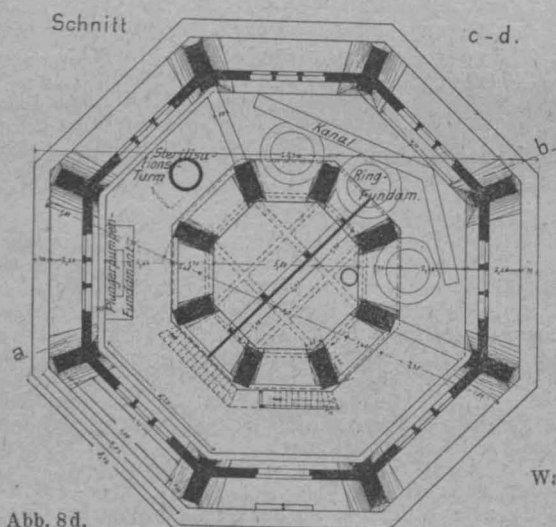


Abb. 8d.

Wagrechte Querschnitte des Turmes.

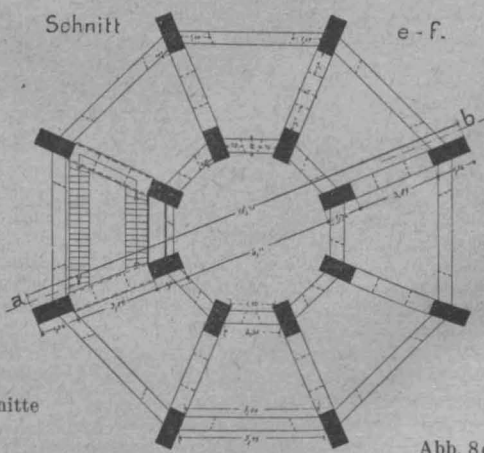


Abb. 8c.

Neuere Wasserturmbauten in Schlesien und Posen.

laß zu Beanstandungen. Mit Rücksicht auf die etwaige Rückwirkung der Durchbiegung der Pfetten auf den Beton wurde dann auch noch die Größe der Durchbiegung nachgerechnet, obgleich hier kein Fall vorliegt, wo diese durch amtliche Bestimmungen begrenzt würde. Unter Zugrundelegung der etwas zu ungünstigen Belastungsannahme des Unternehmers ergab sich die für

eigentlichen Betonplatte, nicht entstehen konnten — nur die zu den Unterflanschen herabgreifenden Vouten kämen dafür in Betracht. Unter den tatsächlichen Lasten für ständiges Gewicht, Schnee und Wind ergeben sich indes nur 1,55 cm Durchbiegung, sodaß selbst die hier nicht zutreffende Forderung von $\frac{1}{500}$ der Spannweite (1,5 cm) als erfüllt betrachtet werden könnte. Sodann aber ist hier vor allem

die Art der Ausführung zu beachten: die Schalung für die Dachhaut wurde, wie meistens in solchen Fällen, nicht nach unten abgesprießt, sondern unmittelbar an die eisernen Pfetten angehängt. Dadurch erhielten die Pfetten schon von Anfang an unter dem Gewicht des nassen Betons eine gewisse Durchbiegung, welche von dem noch nicht erhärteten, mehr oder weniger weichen Beton der Vouten und der Platte ohne Rißbildung aufgenommen und ausgeglichen werden konnte. Erst die eigentlichen Nutzlasten, Schnee und Wind, kamen dann für die Durchbiegung des erhärteten Vouten-Betons in Betracht; die ständige Last beträgt aber mehr als die Hälfte der Gesamlast und der rechnermäßige Vollwert der Nutzlast dürfte bei dem steilen Dach, wenigstens was den Schnee anbetrifft, selten auftreten. Die vorgenommene örtliche Berücksichtigung ergab auch keinerlei Anhaltspunkte für solche Biegungen - Rißbildungen an den Vouten.

2. Infolge der beweglichen Ausbildung des Pfettenstoßes über den großen Hauptbindern — die Pfetten konnten sich dort infolge entsprechend groß gebohrter Schraubenlöcher etwas drehen — hatten die (unter 1) besprochenen Durchbiegungen an den Auflagern Verdrehungen zur Folge, die in der ohne Fuge darüber gespannten Betonplatte entsprechende Formänderungen — d. h. Dehnungen — erzeugen mußten. Unter der rechnermäßigen Berücksichtigung von Schnee und Wind, also wieder unter

Vernachlässigung der Wirkung der Eigenlast und unter der Annahme völlig freier Drehbarkeit ergibt sich die nach Mohr berechnete Verdrehung am Auflager zu 0,0001, und daraus die Größe der Längenänderung der äußeren Betonfaser zu 0,015 mm, wobei der theoretische Drehpunkt nicht einmal am tatsächlichen Auflagerungspunkt der Pfetten, sondern in Höhe des Schwerpunkts des I-Profils angenommen wurde. Der rechnermäßige Zwischenraum zwischen 2 Pfetten beträgt 10 mm. Da die anstoßende Plette dieselbe Verdrehung ausführen

kann und unter der stets gleichmäßig verteilten Last auch ausführen muß, so ergibt sich eine gesamte Längenänderung des Betons von 0,03 mm auf 10 mm = 0,3 %. Die i. J. 1903 vom Verfasser durchgeführten umfangreichen Versuche¹⁾, deren Ergebnisse gegenüber der bekannten ursprünglichen Behauptung von Considère nachher von verschiedenen anderen Forschern bestätigt wurden, ergeben aber die mittlere Dehnungsfähigkeit bewehrten Betons nach 6 Monaten

¹⁾ Kleinogel, Versuche über die Dehnungsfähigkeit nicht-armierten und armierten Betons bei Biegebeanspruchung. Forscherheft 1 aus dem Gebiet des Eisenbetons. 1904. Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin.

Alter und nach Lagerung unter feuchtem Sand zu nur 0,148 bis 0,196 mm auf 1000 mm = 0,015 bis 0,02 %.

An den Pfettenauflagern war aber der Beton, trotz der in allen Teilen günstigen Annahmen, mit dem 15- bis 20fachen dessen beansprucht, was er bestens aushalten konnte. Dabei handelte es sich hier um auf dem Bau hergestellten, also luftgelagerten Bimsbeton von höchstens mittlerer Güte.

Es war also klar, daß die Monierdachhaut entlang der Verbindungslinie der Pfettenstöße, parallel mit den Hauptbindern, unter allen Umständen vorneweg reißen mußte — und zwar, ganz abgesehen von den weiterhin entwickelten Gründen, allein schon aus statischen Ursachen infolge der äußeren Kräfte.

Auch wenn man annimmt, daß der Pfettenstoß einen Zwischenraum von 2 oder 3 cm (statt nur 1 cm) hatte oder auch, wenn man sich die größte Dehnung etwa mit Hilfe einer gut verteilten, reichlich bemessenen Bewehrung auf eine größere Länge verteilt denkt, oder wenn man nur allein den Wind mit halber Stärke als wirksam annimmt, so überschreitet die Beanspruchung des Betons immer noch weit das mögliche Maß. Ganz dasselbe ergibt sich, wenn man nicht die Verdrehung am Auflager zugrunde legt, sondern das negative Biegemoment berechnet, das vor dem Einreißen des Betons dort theoretisch vorhanden war. Und selbst wenn man die durch die Verschraubung und Verlaschung immerhin vorhandene Reibung am Auflager gegen die

Verdrehung recht reichlich annimmt, so wäre dies alles nicht ausreichend gewesen, um die Risse zu verhindern.

Diese, sozusagen gegebenen Verhältnisse in der Eisenkonstruktion hätten auf alle Fälle zum Gegenstand entsprechender Erwägungen gemacht werden und zum Anlaß für die Anordnung von Bewegungsfugen genommen werden müssen.

3. Die Erscheinung des Schwindens des Betons an der Luft tritt unabhängig von Belastung, Witterung und Temperatur stets in mehr oder weniger ausgeprägter Weise auf. Es ist das im Zement lie-

gende Bestreben, sich beim Erhärten an der Luft zusammen zu ziehen, welches Bestreben sich der ganzen Konstruktion mitteilt²⁾. Natürlich hat eine Änderung der Witterungsverhältnisse, namentlich der Temperatur und des Feuchtigkeitsgrades auf das Maß des Schwindens erheblichen Einfluß. Obgleich die Erkenntnis des Schwindvorganges und seiner Folgen der Erkenntnis des Einflusses der Temperatur nachgeheilt ist³⁾, so ist die Bedeutung des Schwindens an sich Ende 1914 und Anfang 1915 bereits in genügendem

²⁾ Man kann das Schwindbestreben des Zementes durch Beigabe von Traß etwas mildern, „Deutsche Bauztg.“ Mitteilungen 1918, No. 1, S. 7.

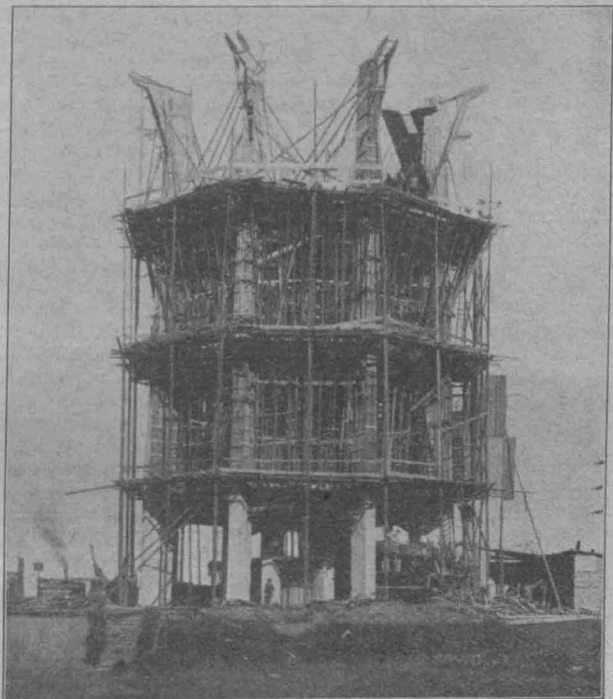


Abbildung 12. Wasserturm während der Ausführung.

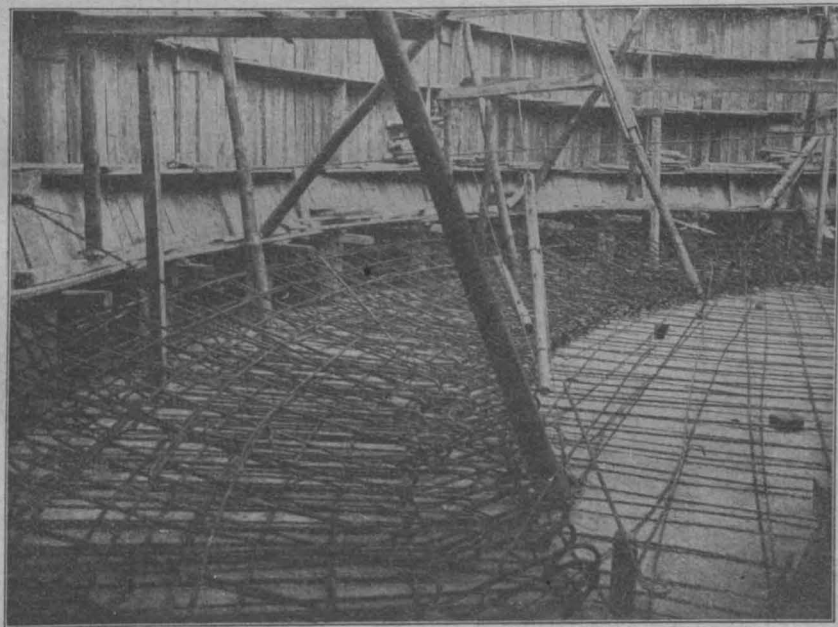


Abbildung 10. Eisenbewehrung der Sohle des Wasserbehälters. (Industriewerk i. O.-S.)
Neuere Wasserturmbauten in Schlesien und Posen.

Umfang bekannt gewesen. Bei einer sorgfältigen Ausführung — vollends unter den hier vorliegenden örtlichen Verhältnissen — hätte also auch die Einwirkung des Schwindens des Betons unbedingt mit berücksichtigt werden müssen.

In den neuen „Bestimmungen“ ist in § 15, Ziff 2, Abs. 2 zwar gesagt, daß „der außerdem zu ermittelnde Einfluß des Schwindens des Betons an der Luft dem eines Wärmeabfalles von 15° C. gleich zu achten“ ist. Aber dies bezieht sich zunächst nur auf „rahmen- und bogenförmige Tragwerke von großen Spannweiten, sowie allgemein auf Ingenieurbauten“. Dagegen „können bei gewöhnlichen Hochbauten“ die Wärmeschwankungen außer Berechnung bleiben; es genügt im Allgemeinen, Schwindfugen in Abständen von 30–40 m anzuordnen. In besonderen Fällen, sowie bei Ingenieurbauten empfiehlt es sich, diese Abstände zu verkleinern“. Werden nun schon bei den üblichen, im Großen und Ganzen vor plötzlichem Witterungswechsel geschützten, Hochbauten Trennungsfugen in 30–40 m Abstand empfohlen, so zählt die vorliegende Ausführung zweifellos zu den „besonderen Fällen“, in denen es geboten erscheint, diesen Abstand zu verkleinern. Auch Gehler sagt in seinen „Erläuterungen“ (1. Aufl. S. 28): „Eine besondere Stellung hinsichtlich des Schwindens und der Wärmewirkung nehmen die statisch unbestimmten Rahmen und Bogen ein, sowie die Dächer mit besonders geringer Plattenstärke.“

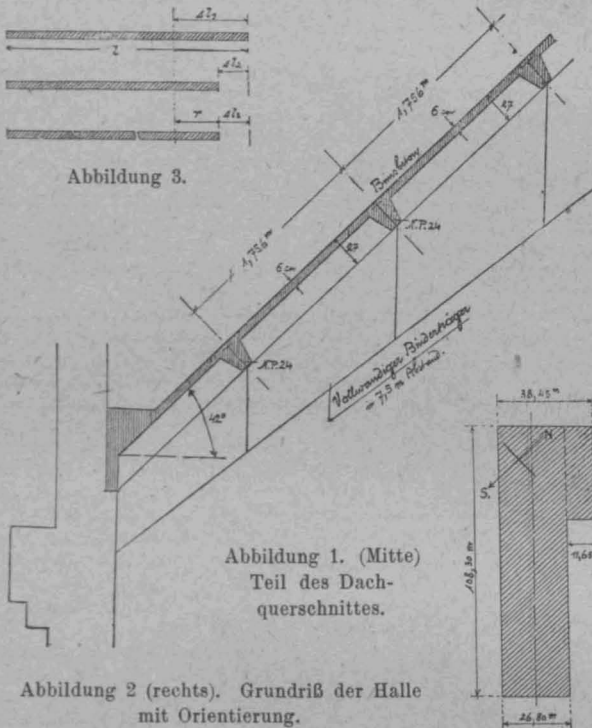


Abbildung 3.

Abbildung 1. (Mitte)
Teil des Dachquerschnittes.

Abbildung 2 (rechts). Grundriß der Halle mit Orientierung.

Die Aenderung der Längeneinheit für 1° Wärmeänderung kann nach Versuchen von Bouniceau⁵⁾ für Beton mit 0,000137 angenommen werden. Neuere Versuche von Keller⁶⁾ ergaben für eine Temperaturspanne von –16 bis +72° C und für verschiedene Mischungsverhältnisse Werte, von denen für den vorliegenden Fall derjenige für die Mischung 1:4 mit 0,000104 am ehesten in Betracht kommt. Die diesbezüglichen, noch neueren Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Heft 23, Bericht von Rudeloff und Sieglersmidt) weisen für luftgehärtete Proben 1:3 im Alter von 3 bis 90 Tagen ähnliche Zahlen auf, deren Größtwert mit 0,000147 und deren Kleinstwert mit 0,000082 den schwankenden Charakter dieses Beiwerts zum Ausdruck bringen. Die neuen amtlichen Vorschriften vom 13. Januar 1916 schreiben einen allgemeinen Mittelwert von

$$\alpha = 1:10^5 = 0,00001$$

vor. Unter Zugrundelegung eines, für das Schwinden als gleichwertig angenommenen Temperaturabfalles von 15° C erhält man so die Längenänderung des Betons infolge Schwindens mit

$$\Delta l_s = \alpha \cdot t_s \cdot l = 0,00001 \cdot 15 \cdot 1000 = 0,15 \text{ mm für } 1000 \text{ mm Länge.}$$

Die bereits erwähnten Dehnungsversuche des Verfassers ergaben unter Verhältnissen, die hier entfernt nicht so günstig liegen, eine mögliche Längenänderung des Betons von 0,15 bis 0,2 mm für 1000 mm. Aber selbst wenn man berücksichtigt, daß es sich hier bei Bimsbeton um

Beton mit größerem Wasserzusatz handelt, dem eine etwa größere Dehnungsfähigkeit zugeschrieben werden kann⁷⁾ oder wenn man bedenkt, daß man außerdem durch eine reichliche, sorgfältig eingelegte, möglichst gleichmäßig verteilte Eiseneinlage die gemessene Dehnungsfähigkeit allenfalls noch hätte steigern können⁷⁾, so kann trotzallem für baumäßig, also ohne besondere Maßnahmen, hergestellten, luftgelagerten Bimsbeton mittlerer Güte eine Dehnungsfähigkeit von

$$\text{höchstens } 0,1 \text{ bis } 0,15 \text{ mm auf } 1000 \text{ mm}$$

in Betracht kommen. Nun handelt es sich beim Schwinden allerdings zunächst um Verkürzungen; aus diesen entstehen aber bekanntlich sofort dann Zugspannungen im Beton, wenn sich dem Schwindbestreben ein Widerstand entgegenstellt, welcher die Erreichung des vollen Schwindmaßes zum Teil verhindert. Ein Teil der Zusammenziehung infolge Schwindens kann auch bei behindertem Schwindvorgang ohne Risse vor sich gehen; es ist nicht uninteressant, zu versuchen, diesen Verhältnissen etwas näher zu kommen:

Eine luftgelagerte Betonplatte von $l = 100 \text{ cm}$ Länge unterliege dem Vorgang des Schwindens und wolle sich demgemäß zusammenziehen. Wenn diesem Bestreben nichts entgegenwirkt, weder eine Eisenbewehrung noch die Unterlage — man kann sich die Platte auf reibungslosen Rosten gelagert denken — so verkürzt sich die Platte um den vollen Schwindbetrag $\Delta l_1 \text{ cm}$ (Abb. 3). In Wirklichkeit sind aber stets irgendwelche Hemmungen vorhanden, die dem Schwindbestreben entgegenwirken, im vorliegenden Falle einerseits die Bewehrung der Platte, andererseits und hier hauptsächlich die als Auflager dienenden eisernen Pfetten. Beide Konstruktionsteile unterliegen dem Schwinden nicht, sie widersetzen sich also den Formänderungen des Betons. Die dem Verkürzungsbestreben innewohnende Kraftäußerung wird nun zunächst mit darauf verwendet, die entgegenwirkenden Teile zusammenzudrücken, wobei diese umgekehrt im Beton eine Zugkraft und damit Zugspannungen erzeugen. Bei fortschreitendem Zusammenziehen des Betons nehmen diese Zugspannungen so lange zu, bis die Zugfestigkeitsgrenze des Betons erreicht ist und dieser reißt.

Die diesem Augenblick entsprechende Verkürzung sei Δl_2 , welche entsprechend kleiner ist, als die Größe der „ungehemmten Verkürzung“ Δl_1 . Der Beton will und muß aber seine volle Schwindverkürzung Δl_1 erreichen — er kann dies aber von da ab nur mit Hilfe von Rissen und des Auseinanderziehens dieser Risse. Jeder der zwischen zwei Rissen entstehenden Plattenteile zieht sich nun weiterhin zusammen, die vorhandenen Risse werden geöffnet, und unter Umständen entstehen auch neue Risse. Dies dauert so lange bis

$$\Delta l_2 + \Sigma \text{Rißbreiten} = \Delta l_1.$$

Sieht man von den in den Rißquerschnitten entstehenden elastischen Nachwirkungen auf das Eisen ab, so kommt als „risseöffnend“ — also z. B. für die örtliche Beanspruchung eines Dachbelages, wie hier Ruberoid — der Betrag $\Sigma \text{Rißbreiten}$ oder

$$\Delta l_1 - \Delta l_2 = r$$

in Betracht. Entspricht somit Δl_1 der vollen rechnungsmäßigen Wirkung eines bestimmten Temperaturabfalles, letzterer als Gleichwert für das Schwinden gesetzt, so kommt für die eigentliche Öffnung entstehender Risse und somit als Wirkung auf den Mitleiden-schaft gezogenen Belag, nur ein Teil des rechnungsmäßigen Temperaturabfalles in Betracht.

In Anbetracht der beinahe ausgesucht ungünstigen Verhältnisse, die hier vorliegen, muß der Schwindvorgang in besonders starker und ausgeprägter Weise vor sich gegangen sein. Wenn schon für mittlere Verhältnisse in den „Bestimmungen“ ein rechnungsmäßiger Temperaturabfall von 15° C vorgesehen ist, so dürften hier mindestens 25° C in Rechnung zu stellen sein. Damit erhält man folgende zahlenmäßige Einblicke.

Bei 25° C Temperaturabfall ist die „ungehemmte Verkürzung“

$$\Delta l_1 = 0,0001 \cdot 25 \cdot 1000 = 0,25 \text{ mm für } 1000 \text{ mm.}$$

⁵⁾ Auch Prof. Dr. Gehler sagt in seinen „Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbetonbestimmungen 1916“ (Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin) in der 1. Aufl. S. 32 u. a.: „Die wichtige Schwindwirkung wird erst in den weiteren geplanten Versuchen des „Deutschen Ausschusses“ eingehend geprüft werden. Bis nach ihrer Vollendung muß die genaue Festlegung dieser Zahl vorbehalten bleiben.“

⁶⁾ Gehler desgl. 1. Aufl. S. 28.

⁷⁾ Annales des Ponts et Chaussées. 1863. S. 181.

⁸⁾ Thonindustrie-Zeitung 1894, No. 24.

⁹⁾ Bach, Heft 39 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten oder Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1907, No. 26.

Läßt man die verhältnismäßig geringe, und außerdem in wenig ordnungsgemäßer Weise eingelegte Bewehrung der Betonplatte außer Betracht und zieht als hemmende Eisenmasse nur den Querschnitt der Pfetten I N.P. 24 in Rechnung, so erhält man mit $A_1 = 0,25 \text{ mm} = 0,025 \text{ cm}$ im Eisen eine Druckspannung von

$$\sigma = \frac{\Delta l_1}{\alpha \cdot l} = \frac{\Delta l_1 \cdot E_s}{l} = \frac{0,025 \cdot 2100000}{100} = 525 \text{ kg/qcm.}$$

Das Normalprofil 24 hat einen Querschnitt von $F_e = 46 \text{ qcm}$, somit gesamte Druckkraft im Eisen der Pfetten

$$D = 46 \cdot 525 = 24150 \text{ kg.}$$

Diese Druckkraft käme — falls das volle Schwindmaß zur Ausführung kommen könnte — im Beton als Zugkraft zur Geltung. Der für eine Pfette in Betracht kommende Betonquerschnitt ist

$$F_b = 6 \cdot 175 = 1050 \text{ qcm.}$$

sonit würde im Beton eine Zugspannung erzeugt von

$$\sigma_{bz} = \frac{24150}{1050} = 23 \text{ kg/qcm.}$$

Dies ist aber ohne Reißen unmöglich, da bei Bimsbeton in vorliegender Ausführung mit höchstens 8 kg/qcm (selbst diese Zahl dürfte für achsialen Zug noch zu hoch sein) gerechnet werden kann. Mit 8 kg/qcm kann die Dachhaut eine Zugkraft aufnehmen von

$$Z = 1050 \cdot 8 = 8400 \text{ kg}$$

und es entsteht dabei umgekehrt im Eisen eine Druckspannung von

$$\sigma_e = \frac{8400}{46} = 183 \text{ kg/qcm}$$

46

Diese entspricht einer Verkürzung von

$$\Delta l = \alpha_e \sigma l = \frac{1}{2100000} \cdot 183 \cdot 100 = 0,009 \text{ cm}$$

und um diese zu erzeugen, ist ein rechnungsmäßiger Temperaturabfall nötig von

$$0,009 = 0,00001 \cdot t \cdot 100$$

$$t = 9^\circ = \text{rund } 10^\circ \text{ C}$$

mit anderen Worten: Im vorliegenden Fall war der Beton einem Schwindvorgang, entsprechend einem Temperaturabfall von 10°C eben noch gewachsen; alles, was darüber hinausging, mußte zu Rissen führen.

Es ist also im vorbesprochenen Sinn

$$\Delta l_2 = 0,00001 \cdot 10 \cdot 1000 = 0,1 \text{ mm.}$$

so daß also „risseöffnend“ eine Längenänderung

$$r = \Delta l_1 - \Delta l_2 = 0,25 - 0,1 = 0,15 \text{ mm}$$

für 1000 mm in Betracht kommt; das entspricht 15° C. Von den im ganzen 25° C Temperaturabfall wären unter den gemachten Annahmen somit 15° C als „wirksam“, d. h. „risseöffnend“ im Sinne eines dehrenden Einflusses auf den Belag anzusehen. Da in dem Dach

die Risse durchschnittlich $1,25\text{ m}$ von einander entfernt sind, so ergibt sich aus $r = 0,15\text{ mm}$ eine mittlere wahrscheinliche Rißbreite von $0,15 \cdot 1,25 = \text{rd. } 0,2\text{ mm} = \frac{1}{5}\text{ mm}$ lediglich infolge Schwindens.

Dieses Ausmaß kommt nun vor allem für den Ruberoidbelag in Betracht, wobei dessen, an den Ribstellen örtliche Beanspruchung davon abhängt, auf welche Länge man sich diese Inanspruchnahme denken darf. Dabei müssen zunächst einigermaßen willkürliche Annahmen gemacht werden — willkürlich auch deshalb, weil schon die Ribbreiten im Beton sehr verschieden sein werden und weil solche Vorgänge rechnerisch kaum zugänglich sind. Ehe also hierüber einmal Versuche vorliegen, sei mit Rücksicht auf die Tatsache, daß das Ruberoid auf den Beton fest aufgeklebt wurde, angenommen, daß das Ruberoid eine solche örtliche Ribstelle im Beton auf eine Strecke von 1 bis 2 cm ausgleichen könne. Die 0,2 mm auf 10 bzw. 20 mm ergeben dann Dehnungen von

2 % bei einem Ausgleich auf 1 cm Länge
1 % " " " " " " 2 cm

Laut Prüfungszeugnis des Kgl. Materialprüfungsamtes Groß-Lichterfelde kann das Ruberoid im Versuchsapparat bis 2,6 % Dehnung aushalten. Fast man daher die ermittelten Zahlen als einigermaßen zutreffend auf, so war das Ruberoid durch den Schwindvorgang im Durchschnitt bereits erheblich, teilweise vermutlich schon über seine Dehnungsgrenze hinaus, in Mitleidenschaft gezogen worden.

Dabei sei an das unter Ziffer 2 Gesagte erinnert, wonach über den Pfettenstoßen bereits eine andere örtliche Beanspruchung vorlag, die bei günstigen Annahmen etwa 0,3 % Dehnung verursachte. Bekanntlich aber äußert sich die Wirkung irgendwelcher neuer Einflüsse vor allem zuerst in den Querschnitten bereits vorhandener Risse, sodaß anzunehmen ist, daß infolge Schwindens hauptsächlich und zuerst die Risse entlang den Pfettenstoßen eine entsprechende Verbreiterung erfahren haben, und daß dort auch das Ruberoid stärker in Anspruch genommen worden ist.

Als nicht unwichtig kommt hier der Umstand in Betracht, daß der, dem Schwindbestreben des Betons entgegenwirkende Widerstand in der Hauptsache von den eisernen Pfetten herrührte, die mit 46^{cm} Querschnitt 4,4 % des Betonquerschnittes darstellen. Während sonst im Allgemeinen die Eisenbewehrungen 1 bis 1,5 % betragen, war somit hier in diesem Sinn eine besonders starke konzentrierte Eiseneinlage vorhanden, die dem Zusammenziehen des Betons einen verhältnismäßig viel größeren Widerstand entgegengesetzt, diesen also an der Erreichung seines Schwindmaßes stark behinderte und dadurch eher zu Schwindrissen und schließlich zu erheblich größerer örtlicher Inanspruchnahme des Ruberoids führen mußte, als bei mittlerer Berechnung zu erwarten gewesen wäre. —

Berechnung und Festlegung der Abmessungen von Eisenbeton-Firstbalken.

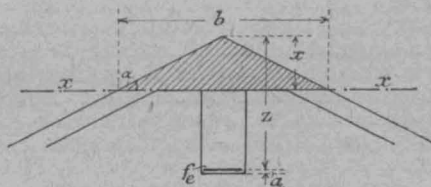
Von Ingenieur Paul Grumblat in Gleiwitz.

In der Berechnung der Firstbalken bei Eisenbetondächern werden häufig Fehler gemacht, welche von ungünstigem Einfluß entweder auf die Festigkeit der Konstruktion oder die wirtschaftliche Ausnutzung des Betonquerschnittes sind. Meist wird wohl der erstere Fall angetroffen, indem die Firststetten bei Eisenbetondächern einfach als gewöhnliche Plattenbalken mit waghrechtem Druckgurt berechnet werden, wobei also ein Betonquerschnitt mit in Rechnung gezogen wird, der in Folge Neigung des Daches tatsächlich garnicht vorhanden ist. Im anderen Fall wird für die Feststellung der Abmessungen des oberen Dachbalkens einfach nur der balkenförmige Querschnitt berücksichtigt, was allerdings der statischen Sicherheit zugute kommt, aber bei der Vernachlässigung des oberen, doch zur Verfügung stehenden Druckgurt es zu einer unwirtschaftlichen Ausnutzung des Baustoffes führt.

Im Folgenden seien daher, nachdem ein kurzer Rechnungsgang der Firstpfetten im allgemeinen abgeleitet ist, einige vereinfachte Gleichungen gegeben, welche die Bemessung des Querschnittes unmittelbar aus dem errechneten Biegemoment gestatten, wobei bei der Aufstellung der gleichmäßig verteilten Lasten das Eigengewicht des Balkens schätzungsweise in Anrechnung gebracht werden muß.

Wie die Skizze zeigt, stellt sich der Firstbalken eines Eisenbetondaches als ein Plattenbalken mit dreieckförmigem Druckgurt dar, welcher durch den Neigungswinkel des Daches gegeben wird. Da man nun den Anschluß der Dachplatte an den Balken doch nie spitzwinklig, sondern

stets voutenartig ausbilden wird, so empfiehlt es sich, diese Vouten so tief hinunterzuziehen, daß in ihrem unteren Abschluß gerade die Nulllinie des plattenbalkenförmigen Querschnittes zu liegen kommt.



Zur Verfügung steht dann ein dreieckförmiger Druckgurt für den Firstbalken, für dessen Nulllinie sich der Abstand von der Spitze wie folgt berechnet:

$$(1) \dots\dots\dots \frac{bx^2}{6} + n f_e x = n f_e (h - a)$$

Nun stellt aber b eine durch die Neigung des Daches unter dem Winkel α zur Wagrechten gegebene Funktion von x dar, nämlich

$$\frac{b}{2} = \frac{x}{tg \alpha}; \quad b = \frac{2x}{tg \alpha}; \quad \text{also wird } \frac{x^3}{3tg \alpha} + n f_e x = n f_e (h - a)$$

Ist x aus dieser Gleichung bei angenommenem f_e und $h-a$ errechnet, so ergibt sich das Trägheitsmoment des

plattenbalkenförmigen Querschnittes bezogen auf die x -Achse zu

$$(2) \dots J = \frac{b x^3}{12} + n f_e (h - a - x)^2$$

und dann schließlich die Spannungen

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{J}; \sigma_e = n \cdot \sigma_b \frac{h - a - x}{x}$$

Nachfolgend sollen nun noch einige Gleichungen abgeleitet werden, aus welchen sich die für gewünschte Spannungsverhältnisse σ_b/σ_e erforderlichen Querschnitts-Abmessungen f_e und $z = h - a$ aus dem ermittelten Biegemoment unmittelbar leicht bestimmen lassen.

Bezeichnet $s = \frac{n \sigma_b}{\sigma_e + n \sigma_b}$, so ist wie bekannt.

$$x = s(h - a) = s z$$

$$\text{und es wird } b = \frac{2 s z}{t g \alpha} = \frac{2 s z}{t g \alpha}$$

Aus Gleichung (1) ergibt sich

$$f_e = \frac{b x^2}{6 n (h - a - x)} = \frac{2 s z s^2 z^2}{6 n t g \alpha (z - s z)} = \frac{s^3 z^2}{3 n t g \alpha (1 - s)}$$

und aus Gleichung (2)

$$J = \frac{b x^3}{12} + n f_e (h - a - x)^2 = \frac{2 s z s^3 z^3}{12 t g \alpha} + \frac{n s^3 z^2 (z - s z)^2}{3 n t g \alpha (1 - s)} \\ = \frac{s^4 z^4}{6 t g \alpha} + \frac{s^3 z^4 (1 - s)}{3 t g \alpha} = \frac{s^3 z^4}{3 t g \alpha} \left(\frac{s}{2} + 1 - s \right) = \frac{s^3 z^4}{6 t g \alpha} (2 - s)$$

Nun ergibt sich weiter aus

$$\sigma_b = \frac{M x}{J}; \frac{J}{x} = \frac{M}{\sigma_b}; \frac{s^3 z^4 (2 - s)}{6 t g \alpha s z} = \frac{M}{\sigma_b}$$

$$\frac{s^2 z^3 (2 - s)}{6 t g \alpha} = \frac{M}{\sigma_b} \text{ woraus schließlich folgt:}$$

$$z^3 = \frac{6 M t g \alpha}{s^2 (2 - s) \sigma_b}; z = \sqrt[3]{\frac{6 M t g \alpha}{s^2 (2 - s) \sigma_b}}$$

Zusammenstellung.

1) allgemein:

$$z = \sqrt[3]{\frac{6 M t g \alpha}{s^2 (2 - s) \sigma_b}}; x = s z; f_e = \frac{s^3 z^2}{3 n (1 - s) t g \alpha} \\ b = \frac{2 s z}{t g \alpha}; J = \frac{s^3 (2 - s) z^4}{6 t g \alpha}$$

Vermischtes.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 18. Einsturz eines Eisenbetondaches. Ein Werkstattegebäude von 7,5 m Lichtweite hatte ein Eisenbeton-Satteldach von 1,2 m Stich erhalten. Drei Binder in Form eines geknickten Balkens von 58·30 cm Querschnitt in rd. 5 m Abstand von einander trugen eine Hohlsteindecke, die 8 cm stark war und eine Betondeckschicht von 5 cm Dicke erhalten hatte. Die Binder griffen 26 cm tief in das Mauerwerk der Seitenwände ein; diese waren 38 cm stark und hatten unter den Bindern einen Vorsprung von 6 cm Stärke und 90 cm Breite erhalten. Der Bau wurde durch einen Unternehmer ausgeführt, der die Eisenbetonarbeiten wiederum einem anderen Baugeschäft übertragen hatte. Letzteres hatte eine Berechnung der Dachbinder geliefert, die auch bauamtlich geprüft war. Darin waren die Binder als wagrechte frei aufliegende Balken auf zwei Stützen berechnet, ohne daß der wagrechte Schub, der infolge der geknickten Form eintreten mußte, berücksichtigt war, auch war keine biegezugsfeste Ausbildung des Scheitels vorgesehen. Betont wurde das Dach vom 10. bis 21. Mai 1917. Nach den ministeriellen Vorschriften hätten die Binder drei Wochen, also bis zum 11. Juni in der Schalung stehen, die Notstützen sogar weiter bis zum 25. Juni bleiben müssen. Die Schalung einschließlich der Notstützen ist aber schon am 7. Juni beseitigt. Etwa eine halbe Stunde nach dem Entfernen der Stützen fing das Dach an, einzustürzen. Glücklicherweise wurde dies rechtzeitig bemerkt, sodaß alle Arbeiter sich in Sicherheit bringen konnten und niemand verletzt wurde. Die Dachbinder waren im Scheitel vollständig zertrümmert; der Beton war feucht und wies erhebliche Hohlräume auf, auch war er noch nicht völlig erhärtet. Die Umfassungswände waren bis zu 15 cm weit nach außen gedrückt, sodaß der Bau größtenteils abgetragen werden mußte. Beide beteiligten Unternehmer haben sich bereit erklärt, den Schaden gemeinsam zu tragen.

2) für $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1200$:

$$s = \frac{15 \cdot 40}{1200 + 15 \cdot 40} = \frac{1}{3}; z = 0,932 \sqrt[3]{\frac{M t g \alpha}{s^2 (2 - s) \sigma_b}}; x = \frac{z}{3}$$

$$f_e = 0,001234 \frac{z^2}{t g \alpha}; b = 0,667 \frac{z}{t g \alpha}; J = 0,01029 \frac{z^4}{t g \alpha}$$

3) für $\sigma_b = 35$ und $\sigma_e = 1200$:

$$s = \frac{15 \cdot 35}{1200 + 15 \cdot 35} = \frac{7}{23}; z = 1,03 \sqrt[3]{\frac{M t g \alpha}{s^2 (2 - s) \sigma_b}}; x = 0,305 z$$

$$f_e = 0,0009 \frac{z^2}{t g \alpha}; b = 0,609 \frac{z}{t g \alpha}; J = 0,00799 \frac{z^4}{t g \alpha}$$

4) für $\sigma_b = 30$ und $\sigma_e = 1200$:

$$s = \frac{15 \cdot 30}{1200 + 15 \cdot 30} = \frac{3}{11}; z = 1,159 \sqrt[3]{\frac{M t g \alpha}{s^2 (2 - s) \sigma_b}}; x = 0,273 z$$

$$f_e = 0,00062 \frac{z^2}{t g \alpha}; b = 0,545 \frac{z}{t g \alpha}; J = 0,00581 \frac{z^4}{t g \alpha}$$

Beispiel: Bei einer durch $t g \alpha = 0,284$ gegebenen Dachneigung betrage das Biegemoment der Firstpfette $M = 1163000 \text{ cmkg}$. Die Abmessungen sind für die Spannungen $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1200$ zu bestimmen.

Nach 2) berechnen sich dann die Werte wie folgt:

$$z = 0,932 \sqrt[3]{\frac{1163000 \cdot 0,284}{s^2 (2 - s) \sigma_b}} = 0,932 \sqrt[3]{\frac{330292}{s^2 (2 - s) \sigma_b}} = 0,932 \cdot 69,1 = 64,4 \text{ cm}$$

$$x = \frac{64,4}{3} = 21,47 \text{ cm}; f_e = 0,001234 \cdot \frac{64,4^2}{0,284} = 18 \text{ cm}^2$$

$$b = 0,667 \cdot \frac{64,4}{0,284} = 151 \text{ cm}$$

$$J = 0,01029 \cdot \frac{64,4^4}{0,284} = \text{rd. } 622000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Dann bestimmt sich } \sigma_b = \frac{M x}{J} = \frac{1163000 \cdot 21,47}{622000} = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 40 \cdot \frac{64,4 - 21,47}{21,47} = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

Nun wird es sich aber nicht empfehlen, mit der Beton-Höchstpressung bis zu 40 kg/cm² zu gehen, sondern, um eine Zersplitterung des Betons am First zu vermeiden, eine geringere Druckspannung, also vielleicht $\sigma_b = 30 \text{ kg/cm}^2$, zu wählen. Zur Verstärkung der Konstruktion legt man aus demselben Grunde zweckmäßig ein stärkeres Rund-eisen in die Spitze des Druckgurtes ein.

Tote.

Carl Baresel †. In Stuttgart ist nach kurzer Krankheit im 70. Lebensjahre der Seniorchef der Tiefbauunternehmung C. Baresel verstorben, die auch auf dem Gebiete des Betonbaues tüchtiges geleistet hat — es sei nur an die Ausführung der Eberhard-Brücke in Tübingen und die Brücke in Neckargartach erinnert — und dem „Deutschen Beton-Verein“ und dem „Deutschen Arbeitgeberbund für das Betonbaugewerbe“ als Mitglied angehört hat. Ein geborener Stralsunder war C. Baresel zunächst in Frankfurt a. M. als Hochbauunternehmer tätig, wo er die Firma Baresel & Bauer begründete. Nach Auflösung dieser Unternehmung siedelte Baresel nach Pforzheim über und widmete sich am Ende der 90er Jahre vorigen Jahrhunderts der Tiefbauunternehmung. Eine Reihe bemerkenswerter Wasser-, Brücken- und Eisenbahnbauten sind durch seine Firma in vortrefflicher Weise ausgeführt worden. Nach Uebernahme des Baues des Neckarwehres und des Elektrizitätswerkes in Untertürkheim verlegte Baresel sein Hauptgeschäft nach Württemberg. Während des Krieges sind auch bedeutende Industriebauten und militärische Anlagen von der Firma erstellt worden. Als Vorstandsmitglied der Tiefbau-Berufsgenossenschaft, als Mitglied einer Reihe von technisch-wirtschaftlichen Verbänden war Baresel auch ein tätiger und geschätzter Mitarbeiter in den allgemeinen Fragen seines Arbeitsgebietes. Daß hohe Baubeamte, wie der Präsident a. D. v. Neuffer und Baudir. v. Leibbrand seinem Sarge folgten, spricht für die Wertschätzung, die Baresel auch im Kreise des Baubeamtentums genoß.

Inhalt: Neuere Wasserturm-Bauten in Schlesien und Posen. (Schluß). — Dünne Betondächer auf Eisenkonstruktion. — Berechnung und Festlegung der Abmessungen von Eisenbeton-Firstbalken. — Vermischtes. — Tote. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.